

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Technische Universität Darmstadt



MITTEILUNGEN

Heft 156

2018

Tagungsband

**zum 20. Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger
Wasserbauinstitute vom 29. bis 31. August 2018 in Darmstadt**

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Technische Universität Darmstadt



MITTEILUNGEN

Heft 156

2018

Tagungsband

**zum 20. Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger
Wasserbauinstitute vom 29. bis 31. August 2018 in Darmstadt**

Diese Mitteilungsreihe hat zwei Wurzeln:

- die **“Wasserbau-Mitteilungen”** (41 Hefte), begründet 1966 von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Bassler, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock,
- die **“Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik”** (54 Hefte), herausgegeben seit 1965 von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Otto Kirschmer, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Ralph C. M. Schröder und Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski.

Mit dem Dienstantritt von Prof. Dr.-Ing. Ulrich Zanke als Nachfolger von Prof. Mock sind diese beiden Reihen zusammengeführt worden. Die zwei Fachgebiete des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft

- Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Wasserbau und Hydraulik

dokumentieren damit auch nach außen ihre Zusammengehörigkeit. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

Die **“Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt”** erscheinen in unregelmäßiger Folge im Eigenverlag des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Ein Nachdruck, auch auszugsweise, ist nur mit Genehmigung des Geschäftsführenden Institutsdirektors gestattet.

(ISSN 1430-3434)

FG Ingenieurhydrologie
u. Wasserbewirtschaftung
Franziska-Braun-Straße 7
64287 Darmstadt
Tel.: 0 61 51/16 20860

FG Wasserbau und Hydraulik
Franziska-Braun-Straße 7
64287 Darmstadt
Tel.: 0 61 51/16 21165

E-Mail: feldmann@ihwb.tu-darmstadt.de

E-Mail: wabau@wb.tu-darmstadt.de

Aktuelle Informationen über das Institut und seine Lehrangebote finden Sie im World Wide Web unter: <http://www.iww.tu-darmstadt.de>

CC BY-NC-ND 4.0 International

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann (Wasserbau und Hydraulik)
Prof. Dr. habil. Britta Schmalz (Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung)

Vorwort und Dank

Liebe JuWis,

seit 1999 wird das „Treffen junger WissenschaftlerInnen deutschsprachiger Wasserbauinstitute“ im Wechsel an verschiedenen Wasserbauinstituten veranstaltet. Nun freuen wir uns Euch in diesem Jahr zum Jubiläumstreffen in Darmstadt am *Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik* begrüßen zu dürfen.

Zu dem diesjährigen Treffen reisen 33 Teilnehmer aus der gesamten D-A-CH-Region nach Darmstadt an. Neben zahlreichen Fachvorträgen an den ersten beiden Tagen, gibt es ein geselliges Abendprogramm mit Besichtigung des Wasserbaulichen Forschungslabors, des TUDa-Standorts Lichtwiese sowie der Stadt Darmstadt. Die Exkursion am dritten Tag rundet die Fachtagung ab. Neben der Besichtigung der Rheingütestation in Worms sowie der Feuerwehrtour am Frankfurter Flughafen ist während der Schifffahrt entlang des Rheins für das leibliche Wohl gesorgt.

Ein großer Dank gilt unseren Sponsoren, die es uns durch ihre finanzielle Unterstützung ermöglicht haben, ein so abwechslungs- und umfangreiches Programm aufzustellen. Zu nennen sind hierbei Herr Dr.-Ing Helmut Dietsch, die Fachgemeinschaft Hydrologische Wissenschaften der DWA sowie die Firmen Dahlem Beratende Ingenieure, Flow Science Deutschland, BGS Wasser, Endress+Hauser und Naue. Zu erwähnen ist zu guter Letzt noch der Förderverein des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft und dabei insbesondere der Vorsitzende Herr Dr.-Ing. Thomas Kraus, der uns bei organisatorischen Angelegenheiten tatkräftig unterstützt hat. Weiterhin ein herzlicher Dank an alle Personen, die uns während der Tagung, bei der Vorbereitung sowie dem Auf- und Abbau helfend zur Seite stehen.

Zum Schluss möchten wir uns bei Euch JuWis für die zahlreiche Teilnahme sowie die spannenden Beiträge bedanken und wünschen Euch viel Spaß, lehrreiche Vorträge sowie einen anregenden Austausch.

Darmstadt, im August 2018

Prof. Boris Lehmann
Katharina Bensing
Steve Borchardt
Gisela Kissel
Sirko Lehmann



BGS WASSER

Brandt Gerdes Sitzmann Wasserwirtschaft GmbH
Pfungstädter Straße 20 / D-64297 Darmstadt
Fon +49 (0)6151/9453-0 / www.bgswasser.de

DAHLEM

Beratende Ingenieure



Hydrologische Wissenschaften
Fachgemeinschaft in der DWA



Endress+Hauser
People for Process Automation



Inhaltsverzeichnis

DURCHGÄNGIGKEIT UND RENATURIERUNG.....	1
Rechenverluste und Auslegung von (elektrifizierten) Schrägrechen anhand ethohydraulischer Studien	2
CLAUDIA BERGER	
Datenbasierte Operationalisierung von Fischverhaltensweisen abgeleitet aus ethohydraulischen Untersuchungen	8
IMKE BÖCKMANN	
Dimensionierung von Dotationssystemen für Fischaufstiegsanlagen	12
GERRIT FIEDLER, LENA MAHL	
Berücksichtigung historischer Gewässerstrukturen im Design naturnaher Fischaufstiegsanlagen	18
JONAS VON MELTZER, ROMAN WEICHERT	
Untersuchungen zum Einfluss der Sohlentopographie auf die Hydraulik naturnaher Sohlengleiten	24
RALPH EIKENBERG, KATINKA KOLL	
Gewässerstrukturierung in urbanen Bereichen durch Lenkbuhnen	30
ANDREAS MÜLLER	
Fischabstiegssystem Flachrechen mit Bypass: erste hydraulische Untersuchungen	34
GISELA KISSEL	
EROSION UND FESTSTOFFTRANSPORT.....	41
Ermittlung des tiefenabhängigen Erosionsverhaltens von kohäsiven Feinsedimenten aus Stauräumen	42
FELIX BECKERS, MARKUS NOACK, SILKE WIEPRECHT, STEFAN HAUN	
Feststoffdurchgängigkeit an gefalteten Wehren	48
JAKOB HERBST, MICHAEL GEBHARDT, JENNIFER MERKEL, CARSTEN THORENZ	

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Transportverhalten von Mikroplastik in Flüssen	54
KRYSS WALDSCHLÄGER	
Entwicklung einer Methodik zur Darstellung und Evaluierung von Stauraumverlandung	60
MICHAEL KRAPESCH, PHILIPP GMEINER, MARLENE HAIMANN, CHRISTOPH HAUER, HELMUT HABERSACK	
KONSTRUKTIVER WASSERBAU UND HOCHWASSERSCHUTZ.....	67
Druckschlagbelastung von Jacket-Strukturen für Offshore Windkraftanlagen durch brechende Wellen	68
ARASH KHANSARI, HOCINE OUMERACI	
Herausforderung fester Wehre an Bundeswasserstraßen	74
JENNIFER MERKEL, MICHAEL GEBHARDT, FABIAN BELZNER, CARSTEN THORENZ	
Möglichkeiten und Grenzen im Zusammenhang mit überhöhten physikalischen Modellen am Beispiel der Nutzungen im Bereich des Oberen Wöhrder Sees	80
CLAUDIA BELLMANN, CARLA AHLERS, MAX HEß, MICHAEL KÖGEL, SEBASTIAN DÜRR	
Neue Werkstoffe im Flussdeichbau (qualifizierte) Bodenverbesserung im Wasserbau	86
SIRKO LEHMANN	
Anpassung der Ausbildung Hochwasserschutz und Deichverteidigung der THW-Bundesschule Hoya an die Herausforderungen des Klimawandels – 'HWS-Bildung'	92
LENA LANKENAU, BÄRBEL KOPPE	
Herausforderung pluviale Überflutungen – Erkenntnisse einer Fallstudie in Österreich	98
MARKUS EDER, NINA ZAHNT, HELMUT HABERSACK	
Einschwimmtechnik für den Ersatzneubau von Schleusenhäuptern	104
AMELIE KELLNER	

<hr/>	
ENERGIE- UND MESSTECHNIK	111
SynTHERM - Untersuchung der synergetischen Nutzbarkeit der kinetischen und thermischen Energie von Oberflächengewässerkörpern an Wasserkraftanlagen-Standorten - JuWi-Treffen 2018	112
HELGE BREDE, BÄRBEL KOPPE	
Untersuchung von Schaufelformen für ein Zuppinger Wasserrad	119
PATRICK ÖLKE, MARTIN WEBER	
Luftgestütztes Monitoring und Entwicklung einer hydromorphologischen Erfolgskontrolle von renaturierten Fließgewässer	125
FELIX DACHENEDER	
Möglichkeiten der Fließgeschwindigkeitsmessung mittels videobasiertem optischem und thermalem Tracing	130
THOMAS GATTUNG, MICHAEL EIDEN	
Feldmessungen zur 3D-HN Modellierung eines Raubaums am Beispiel der Mulde	136
MANUELA KÖNIG, KATINKA KOLL	
NUMERIK UND MODELLIERUNG	143
Simulation der Wellendämpfung durch Vegetation auf dem Deichvorland mittels Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)	144
FELIX SOLTAU, ARNE ARNS, JÜRGEN JENSEN	
Numerische Untersuchungen zum Sedimentationsverhalten von AFS in Regenbecken	150
MAIKE WIETBÜSCHER	
Betrachtung von Überfallstrahlen in Bezug auf den Lufteintrag zur Bewertung der ökologischen Durchgängigkeit (Fischabstieg) an Wehranlagen	156
MARKUS WAGNER	
3-D numerische Modellierung der Hydraulik und Sedimentationsprozesse innerhalb der Schwarzenbachtalsperre	162
KILIAN MOURIS, FELIX BECKERS, STEFAN HAUN	

Herausforderungen bei der 2D-HN-Modellierung im Projekt „Retentionspotential-Studie am Inn“ STEFAN GIEHL	168
Simulation von Starkniederschlägen im Stadtgebiet Siegen – Möglichkeiten und Grenzen topografischer Gefährdungsanalysen SEBASTIAN GÜRKE, JENS BENDER, JÜRGEN JENSEN	174
InoCottonGROW – Wasserfußabdruckbestimmung der Baumwoll- Textilindustrie mittels gekoppelter Modellierung von Grund- und Oberflächenwasser in Pakistan LENNART SCHELTER, CAROLINE GANAL, HOLGER SCHÜTTRUMPF	180



Durchgängigkeit und Renaturierung

CLAUDIA BERGER¹

Schlagwörter: ETHOHYDRAULIK, FISCHSCHUTZ, FISCHABSTIEG, SCHRÄGRECHEN

20. JuWi-Treffen in Darmstadt vom 29. bis 31. August 2018

2. Rechenverluste an Schrägrechen mit horizontalen Stäben

Rechen bilden im Fließgewässer einen Störungsbereich: In der Anströmung vor dem Rechen kommt es zu einem Aufstau und im Abströmbereich nach dem Rechen zu einem Absinken des Wasserspiegels. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen den vom Rechen unbeeinflussten Bereichen vor und nach dem Rechen stellt den hydraulischen Verlust durch diese Barriere dar.

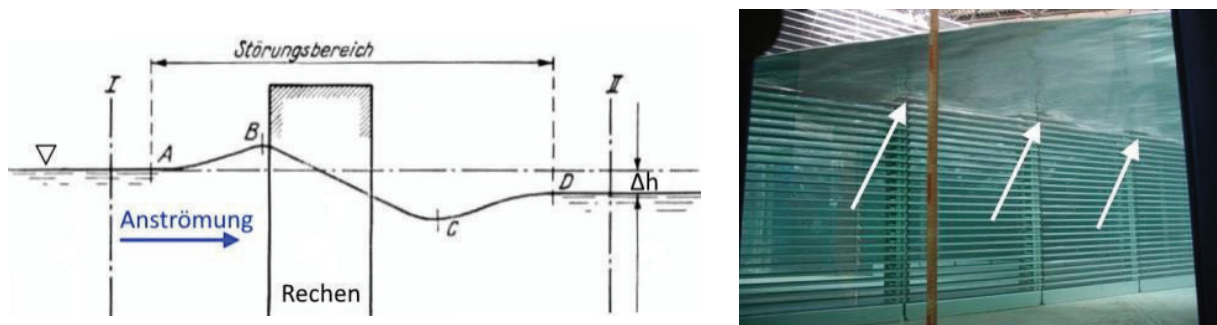


Abbildung 2: Rechts Energiehöhenlinie im Störungsbereich eines Rechens (Quelle: verändert nach Kirschmer, 1925 [1]), links Aufstaubereiche bei der Rechenanströmung

In der Laborrinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU Darmstadt wurden zahlreiche verschiedene Rechen setups hinsichtlich der hydraulischen Verluste untersucht. Variiert wurde der Stababstand s als geometrischer Parameter und die Anströmgeschwindigkeit v_a sowie der horizontale Anströmwinkel δ als hydraulische Rechenparameter.

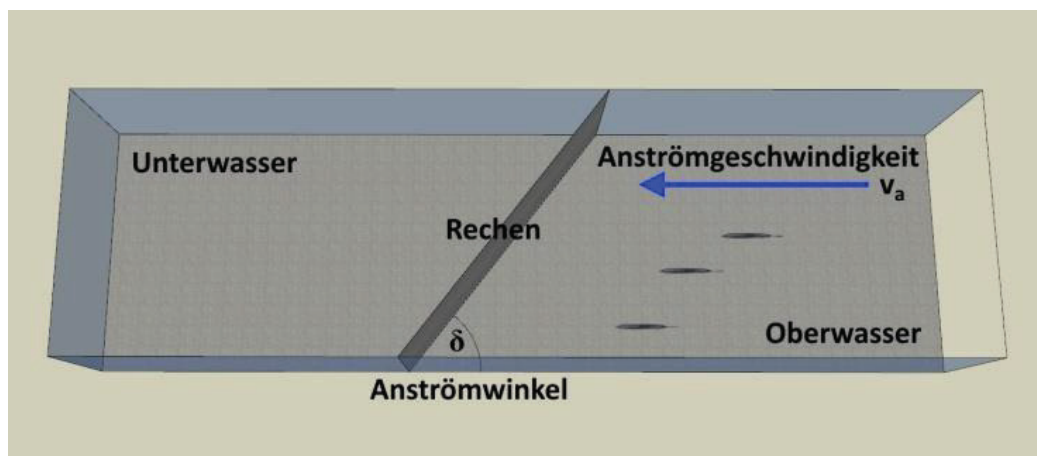


Abbildung 3: Systemskizze eines Schrägrechens in 3D-Draufsicht mit Definition des variablen horizontalen Anströmwinkels δ und der Anströmgeschwindigkeit v_a

Die hydraulischen Verluste wurden mittels Ultraschallabstandssonden vor und nach dem Rechen ermittelt und in verschiedenen Grafiken aufgetragen. Als Ergebnis können steigende Rechenverluste bei kleinerem Stababstand,

größerer Anströmgeschwindigkeit und größerem Anströmwinkel genannt werden.

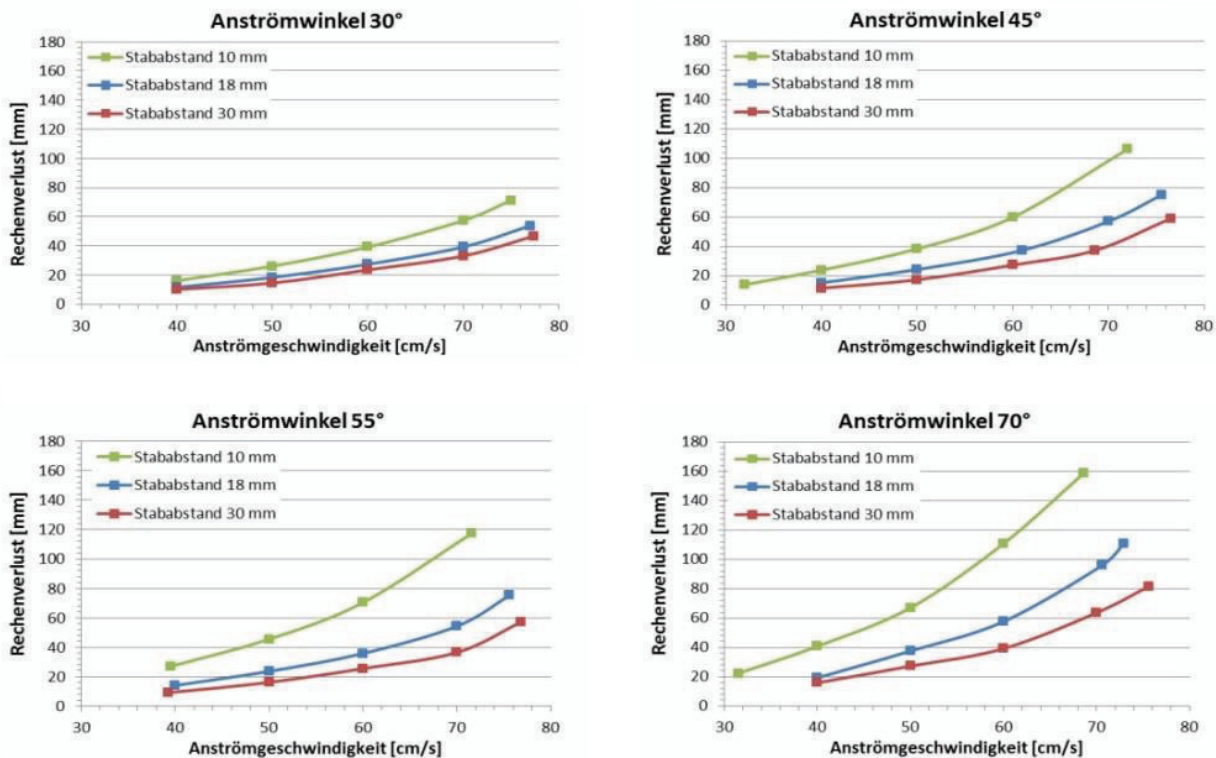


Abbildung 4: Rechenverlustdiagramme für die vier untersuchten Anströmwinkel in Abhängigkeit von Anströmgeschwindigkeit und Stababstand (Quelle: Glock, 2017 [2])

Die tatsächlich ermittelten Rechenverluste wurden anschließend mit den in der Literatur und in der Praxis häufig verwendeten Rechenverlustformeln verglichen. Die Untersuchungen zeigten auf, dass eine Verwendung dieser Formeln für Schrägrechen mit horizontalen Stäben nicht zulässig ist.

Die aufgestellten Diagramme der physikalisch ermittelten Rechenverluste können für den Großteil der Schrägrechen in der Praxis Anwendung finden. Weitere Diagramme können im Labor auf einfache Weise ermittelt werden. Eine Rechenverlustformel für Schrägrechen konnte aufgrund der Komplexität im Rahmen dieser Forschungsarbeit, welche die Ethohydraulik an Schrägrechen zum Hauptbestandteil hatte, nicht aufgestellt werden.

3. Hydraulische Signaturen von Schrägrechen mit horizontalen Stäben

Zur Ermittlung der hydraulischen Signaturen von Schrägrechen wurde ein umfangreiches Laborprogramm mit zahlreichen verschiedenen Rechen setups

durchgeführt. Es wurden erneut Anströmwinkel δ , Stababstand s und Anströmgeschwindigkeit v_a variiert.

Parallel dazu wurde ein Messprogramm an einer Wasserkraftanlage durchgeführt, bei der lediglich die Anströmgeschwindigkeiten durch Drosslung der Maschinen variiert werden konnte.

Im Labor war zu erkennen, dass die Anströmgeschwindigkeit in Richtung des seitlich angeordneten Bypasses zunimmt, jedoch über die relativ niedrige Wassertiefe (0,60 m bis 0,85 m) nahezu konstant blieb.

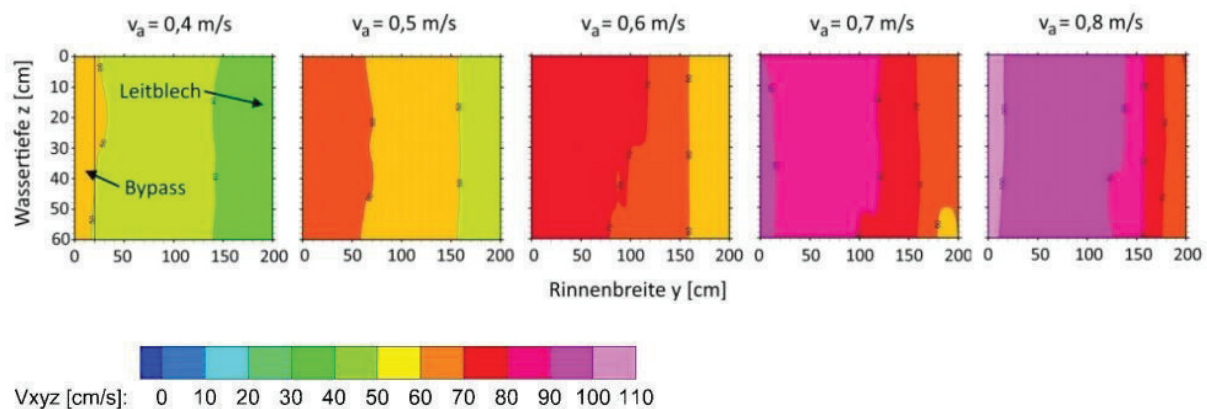


Abbildung 5: Tiefendiagramme der Strömungsfelder mit 45° Anströmwinkel und 18 mm Stababstand, bei verschiedenen Anströmgeschwindigkeiten. Blick in Fließrichtung, Bypass links (Quelle: verändert nach Schwab, 2016 [3]).

Im Feld war eine Abnahme der Geschwindigkeit in Richtung des Bypasses ersichtlich. Dies lag zum einen an der deutlich erhöhten Anströmung auf linker Uferseite (Prallufer), als auch an einer Kiesablagerung vor der linken Seite des Rechens, sowie an einer Kanalaufweitung auf der linken Seite.

4. Ethohydraulische Versuche

4.1. Versuchsaufbauten und Setups

Bei der Durchführung der ethohydraulischen Studien wurden Anströmwinkel δ , Stababstand s und Anströmgeschwindigkeit v_a variiert. Als Versuchsfische kamen Lachssmolts und Aale zum Einsatz.

Die ethohydraulischen Studien wurden sowohl in der Laborrinne als auch am Schrägrechen der Wasserkraftanlage Ottenau durchgeführt. Die Aalversuche fanden zusätzlich mit einer Elektrifizierung des Labor-Schrägrechens statt sowie an einer Elektroscheuchanlage am Kraftwerk Rotenfels an der Murg.

4.2. Lachssmoltstudien: Gieren

Die Untersuchungen zeigten das sogenannte Gieren bei Lachssmolts. Es handelt sich dabei um die Schrägstellung des Fisches (Drehung um die Hochachse) und damit das kraftsparende und kontrollierte Driften entlang der Rechenebene in Richtung eines seitlich angeordneten Bypasses.

Das Gieren trägt maßgeblich zu einer erfolgreichen Abwanderung bei und wurde bei Anström winkeln von 45° und 55° und bei Anströmgeschwindigkeit von 0,5 m/s bis 0,8 m/s zuverlässig beobachtet.

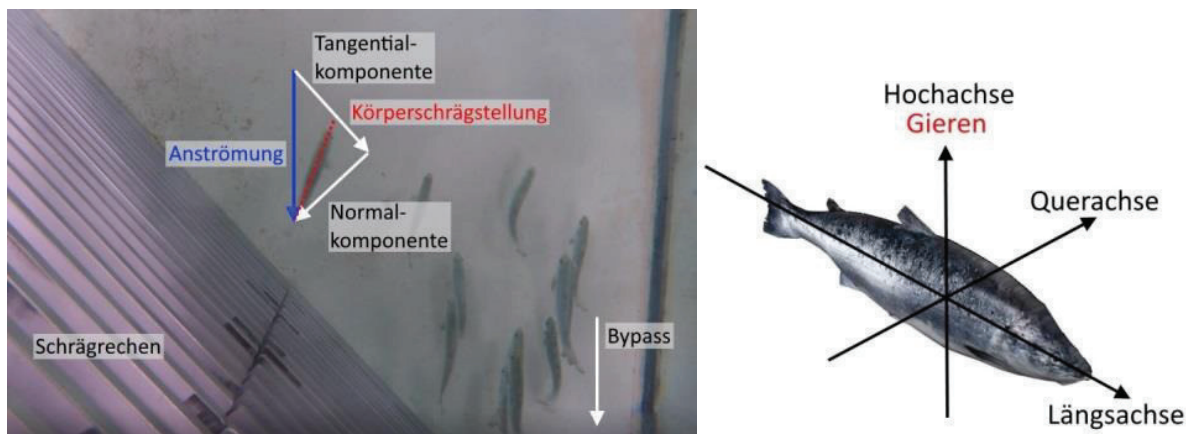


Abbildung 6: Gieren der Lachssmolts in der Draufsicht (links) und Bewegungsachsen beim Fisch (rechts)

4.3. Lachssmoltstudien: Rechenpassagen

Rechenpassagen mehrten sich bei höheren Anströmgeschwindigkeiten und höheren Anström winkeln. Bei Stababständen von 30 mm liegen die Rechenpassagen im Labor bei einer Anströmgeschwindigkeit von 0,5 m/s bei 0% bis 2,8% je nach Anströmwinkel. Im Feld wanderte nur ein Smolt über den 18 mm Rechen ab. Auch hier kam es daher zu einer großen Schutzwirkung des eingebauten Rechens. Ein Schrägrechen mit horizontalen Stäben bietet eine größere Schutzwirkung als vergleichbare Vertikalstabrechen mit gleichen Stababständen. Stababstände bei Schrägrechen können daher größer gestaltet werden, als bei Vertikalstabrechen bei gleichbleibender Schutzwirkung.

4.4. Aalstudien: Einfluss der Elektrifizierung

Eine Elektrifizierung des Rechens im Labor wirkte sich erheblich auf das Verhalten der Aale direkt an der Rechenebene aus. Die Elektrifizierung reduzierte die Verweildauer am Rechen und in den Zwischenräumen der Rechenstäbe. Die Rechenpassagen konnten durch eine Elektrifizierung des Schrägrechens bei ei-

nem Stababstand von 30 mm von 15% auf 1% gesenkt werden. Bei einem Stababstand von 18 mm kam es bereits ohne Elektrifizierung zu keinen Rechenpassagen, was die Feldstudien ebenfalls belegten. Es zeigte sich daher, dass ein Schrägrechen mit horizontalen Stäben auch bei Aalen eine größere Schutzwirkung erzeugt als vergleichbare Vertikalstabrechen.

Die Elektroscheuchanlage besaß eine geringere Schutzwirkung als ein elektrifizierter Schrägrechen. An der Scheuche schwammen 41% aller Aale durch diese in den Kraftwerkskanal. Die Scheuchwirkung ist nicht zuverlässig.

5. Zusammenfassung

Die Verwendung der bekannten Rechenverlustformeln an Schrägrechen mit horizontalen Stäben ist nicht zulässig. Es können stattdessen die ermittelten Diagramme verwendet werden. Hydraulische Signaturen können herangezogen werden, um Verhaltensmuster bei Fischen zu erklären und Unterschiede zwischen Laboraufbauten und Feldanlagen aufzuzeigen. Schrägrechen wirken als mechanische und als Verhaltensbarrieren und besitzen daher eine höhere Schutzwirkung als vergleichbare Vertikalstabrechen. Anströmgeschwindigkeit und -winkel wirken sich maßgeblich auf Schutz- und Leitwirkung des Schrägrechens aus. Eine Elektrifizierung erhöht den Schutzfaktor bei Aalen. Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der ethohydraulischen Studien auf Vertikalstabrechen ist nicht zulässig, z.B. ist das Gieren nur bei Schrägrechen beobachtbar.

Die Doktorarbeit wurde Anfang 2018 in der Mitteilungsreihe des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, Heftnummer 155, veröffentlicht.

Referenzen

- [1] Kirschmer, Otto (1925): Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. München.
- [2] Glock, Thimo (2017): Experimentelle Ermittlung von 3D-Strömungssignaturen und hydraulischen Verlusthöhen bei schräg angeströmten Rechenanlagen. Masterthesis TU Darmstadt.
- [3] Schwab, Johannes (2016): Ermittlung von Rechenverlusten und hydraulischen Signaturen an Horizontalrechen. Masterthesis TU Darmstadt.

Die restlichen Referenzen dieser Doktorarbeit können vollumfänglich aus der veröffentlichten Version entnommen werden.

Datenbasierte Operationalisierung von Fischverhaltensweisen abgeleitet aus ethohydraulischen Untersuchungen

IMKE BÖCKMANN^{1,2}

¹ Büro für Umweltplanung, Gewässermanagement und Fischerei, Krackser Straße 18b, 33659 Bielefeld, i.boeckmann@bugefi.de

² Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft/Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik

Schlagwörter: ETHOHYDRAULIK, FISCHE, VERSUCHSPLANUNG, CHECKLISTE, STATISTIK

1. Hintergrund

Die (Wieder-)Herstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern ist ein erklärtes Ziel der europäischen Wasserrahmenrichtlinie. Dabei bestehen insbesondere in Bezug auf den Fischabstieg, der für diadrome Wanderfischarten zur Erhaltung stabiler Populationen von Bedeutung ist, noch etliche Wissenslücken. Der Bau von Rechen-Bypass-Systemen als Schutzinstrument kann dazu beitragen, abwanderwillige Fische daran zu hindern, in Wasserkraftanlagen einzuschwimmen und ihnen stattdessen einen alternativen, ungefährlicheren Abstiegsweg zu bieten [3]. Allerdings gibt es bislang keine einheitlichen Bemessungsgrundlagen für den Bau solcher Rechen-Bypass-Systeme an Vertikalrechen. Für die Bemessung funktionsfähiger Abstiegsanlagen ist es daher wichtig, das Verhalten von Fischen in Bezug auf die wasserbaulichen Strukturen zu berücksichtigen. Dazu ermöglicht das in den Jahren 2007 bis 2009 entwickelte interdisziplinäre Forschungsfeld der Ethohydraulik, Fischverhalten unter standardisierten hydraulischen Bedingungen im Labor zu beobachten und daraus Grenz- und Regelwerte für die wasserbauliche Praxis abzuleiten [1].

2. Anlass und Forschungsziele

Der Ansatz von Adam und Lehmann folgt den klassischen Methoden der Verhaltensbiologie. Hierbei steht in erster Linie die Beschreibung des Verhaltens der Fische in Verbindung mit den hydraulischen Bedingungen auf qualitativer Ebene im Vordergrund [2,4]. Die Auswertung zählbarer Ereignisse mittels schließender Statistik, die Aussagen über den Grad eines evtl. möglichen zufälligen Verhaltens zulassen, fehlt bisher.

Die nachfolgende Abbildung gibt einen zusammenfassenden Überblick über die konzeptionelle Vorgehensweise des vorliegenden Forschungsprojektes:

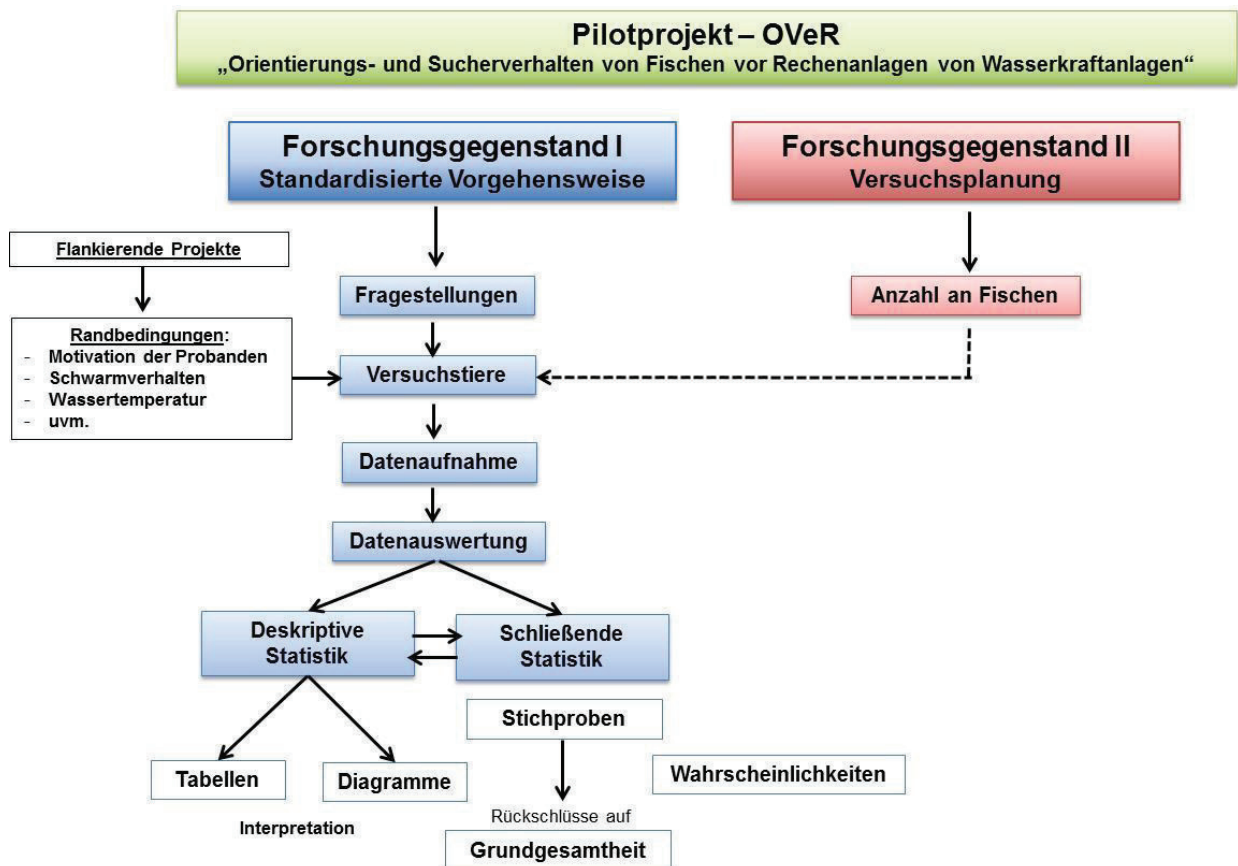


Abbildung 1: Darstellung der Forschungsgegenstände I und II

Im Rahmen eines Pilotprojektes sowie auf der Grundlage von Erkenntnissen weiterer flankierender ethohydraulischer Forschungsprojekte soll als Forschungsgegenstand I eine standardisierte Vorgehensweise für die Datenaufnahme und die spätere Auswertung ethohydraulischer Untersuchungen entwickelt werden. Dabei soll eine Checkliste, die verschiedene Randbedingungen, die eine zentrale Rolle bei ethohydraulischen Untersuchungen spielen, berücksichtigt und eine standardisierte Vorgehensweise vorgibt, erarbeitet werden. Eine anhand des Pilotprojektes entwickelte Anwendung („App“) ermöglicht darüber hinaus eine automatisierte statistische Auswertung der aufgenommenen Daten. Bei dem Pilotprojekt handelt es sich um das Forschungsvorhaben zum „Orientierungs- und Suchverhalten von Fischen vor Rechenanlagen von Wasserkraftanlagen“, kurz OVer, das von der innogy SE finanziert und anteilig vom Land Nordrhein-Westfalen gefördert wurde. Das Projekt wurde in enger Zusammenarbeit mit dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, University (Prof. Schüttrumpf) durchgeführt.

Auch im Hinblick auf das Monitoring einer Pilotanlage im Freiland werden Empfehlungen gegeben, welche Randbedingungen im Hinblick auf die Datenaufnahme und die spätere Auswertung zu berücksichtigen sind.

Im Rahmen des Forschungsgegenstandes II soll eine Versuchsplanung erarbeitet werden, die es ermöglicht, Aussagen darüber zu treffen, wie viele Versuchstiere notwendig sind, um statistische Unterschiede nachweisen zu können. Darüber hinaus bietet die Versuchsplanung die Möglichkeit, bereits zu Beginn der Planung der Untersuchungen die Anzahl an benötigten Versuchstieren zu ermitteln und so frühzeitig eine Kostenabschätzung für die Untersuchungen abzugeben.

3. Vorgehensweise

Aufgrund der Erfahrungen, die in Bezug auf ethohydraulische Untersuchungen über die Jahre gesammelt wurden, konnten bereits in der Vorplanungsphase des Pilotprojektes (OVer) wichtige Vorgaben für die Durchführung der ethohydraulischen Untersuchungen etabliert werden.

Im Folgenden sollen beispielhaft einige wichtige Randbedingungen aufgezählt werden. So spielt der Zeitpunkt der Durchführung ethohydraulischer Untersuchungen eine wichtige Rolle. Hierbei insbesondere, wenn Untersuchungen durchgeführt werden, die sich mit dem Auf- oder Abstiegsverhalten von Fischen beschäftigen; hier spielt die Motivation der Probanden eine wesentliche Rolle. Ebenso mussten Fragen zur Gruppengröße und deren Zusammensetzung während der Untersuchungen im Vorfeld geklärt werden. Für das OVer-Projekt erwies sich darüber hinaus eine individuelle Betrachtung der Probanden als zweckdienlich. Auch abiotische Faktoren wie die Wassertemperatur spielen eine wesentliche Rolle bei den Untersuchungen. Ein weiterer wichtiger Aspekt, den es zu beachten gilt, ist die Aufnahme und spätere Auswertung der Daten. Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes sollen all diese verschiedenen Randbedingungen in Form einer Checkliste gebündelt werden und so eine standardisierte Vorgehensweise vorgeben. Die Checkliste soll u. a. dazu dienen, im Vorfeld der ethohydraulischen Untersuchungen (Phase II des ethohydraulischen Ansatzes) alle wichtigen Randbedingungen zu berücksichtigen.

Für den Forschungsgegenstand II wurden bisher drei verschiedene Möglichkeiten der Versuchsplanung erarbeitet und in einer „App“ integriert. Dabei ist es möglich, über Eingabefelder oder Regler bestimmte Genauigkeiten der späteren Ergebnisse (Beispiel: 80 % der getesteten Fische sollen in einen Bypass

einschwimmen) einzugeben und so als Ergebnis eine Anzahl an Probanden, die für die Untersuchungen nötig sind, zu bekommen.

Es ist denkbar, die Versuchsplanung in die Phase I (Präprozess) des ethohydraulischen Ansatzes zu integrieren. Das Wissen über die Anzahl an Probanden ist ohnehin unerlässlich, da diese im geforderten Tierversuchsantrag anzugeben ist.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsprojektes wird die Anwendungstauglichkeit einer Checkliste, die eine standardisierte Vorgehensweise bei ethohydraulischen Tests vorgeben soll, überprüft. Darüber hinaus wird diskutiert, inwieweit eine standardisierte statistische Auswertung ethohydraulischer Daten in Form zählbarer Ereignisse, die den Ausschluss eines zufälligen Verhaltens von Fischen ermöglicht, in den bestehenden ethohydraulischen Ansatz implementiert werden kann. Vor- und Nachteile einer den Untersuchungen vorgeschalteten Versuchsplanung werden dargestellt.

Danksagung

Das Forschungsprojekt wird anteilig von der innogy SE und dem Ruhrverband unterstützt. Die statistische Beratung erfolgte über das Institut für Statistik der Ludwig-Maximilians-Universität München (Prof. Kauermann).

Referenzen

- [1] Adam, B.; Lehmann, B. (2011): Ethohydraulik. Grundlagen, Methoden und Erkenntnisse. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, 351 S.
- [2] DBU – Deutsche Bundesstiftung Umwelt (2009): Ethohydraulik. Eine Grundlage für naturschutzverträglichen Wasserbau. Abschlussbericht. Projektbearbeitung: Universität Karlsruhe, Institut für angewandte Ökologie
- [3] Ebel, G. (2013): Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen. Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Ingenieurbioologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung. Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie (Hrsg.), Band 4, Halle (Saale), 483 S.
- [4] Kappeler, P. M. (2012): Verhaltensbiologie. 3. korrigierte und ergänzte Auflage, Springer-Verlag Berlin, 641 S.

Dimensionierung von Dotationssystemen für Fischaufstiegsanlagen

GERRIT FIEDLER¹, LENA MAHL¹

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, gerrit.fiedler@baw.de

Schlagwörter: ÖKOLOGISCHE DURCHGÄNGIGKEIT, ENERGIEUMWANDLUNG,
STRÖMUNGSVERGLEICHMÄßIGUNG, AUFFINDBARKEIT, PASSIERBARKEIT

1. Einleitung

Für die Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit werden an zahlreichen Staustufen Fischaufstiegsanlagen (FAA) errichtet. Sie ermöglichen die stromaufwärtsgerichtete Wanderung von Fischen an Fließgewässerabschnitten, wo Querbauwerke wie Wehre und Wasserkraftanlagen Fischwanderungen zu Laichhabitaten, Überwinterungsquartieren oder Gebieten mit saisonalem Nahrungsvorkommen verhindern. Damit eine FAA ihren Zweck erfüllt, müssen zwei übergeordnete Aufgaben erfüllt sein. Erstens muss der Einstieg der FAA von den Fischen gefunden werden können und zweitens muss die FAA selbst von den Fischen passiert werden können. Stand der Wissenschaft ist, dass bei großen Flüssen die Auffindbarkeit eine wichtige Rolle spielt [1] und die Ausströmung der FAA hinsichtlich des Durchflusses entsprechend angepasst werden muss. Aus diesem Grund sind bei großen Flüssen je nach Strömungssituation am Querbauwerk häufig Durchflüsse notwendig, die größer sind als der Durchfluss einer kostengünstigen FAA. Um trotz dessen gut auffindbare und kostengünstige FAA an großen Flüssen zu bauen, wird in das Einstiegsbecken einer FAA zusätzliches Wasser eingeleitet. Diese Einleitung wird Dotation genannt und erhöht zunächst den Durchfluss innerhalb der FAA, wodurch auch für die Ausströmung der FAA mehr Wasser zur Verfügung steht. Die technische Umsetzung der Dotation bedarf einer hydraulischen Anlage, welche größere Wassermengen aus dem Oberwasser der Staustufe entnimmt, zum Einstiegsbecken transportiert und mit einer langsamen und turbulenzarmen Strömung in das Einstiegsbecken einleitet. In aktueller Literatur über den Bau von FAA (z. B. [2]) werden derzeit keine konkreten Dimensionierungsempfehlungen für solche Bauwerke beschrieben.

Der vorliegende Artikel beschäftigt sich mit der Entwicklung von Dimensionierungsansätzen für Dotationssysteme an den Bundeswasserstraßen, stellt zu berücksichtigende Einflussfaktoren sowie vorhandenes Wissen dar und zeigt wo Weiterentwicklungen notwendig sind.

2. Dotationssystemen

Das für die Dotation notwendige Wasser wird in der Regel aus dem Oberwasser der Staustufe mit einem Entnahmebauwerk entnommen. An das Entnahmebauwerk schließt eine Transportleitung an, welche das Wasser vom Oberwasser Richtung Unterwasser transportiert. Aufgrund des Höhenunterschiedes zwischen Ober- und Unterwasser liegt im hydraulischen System überschüssige hydraulische Energie vor. Um zu vermeiden, dass sich diese in Form von kinetischer Energie -also hohen Strömungsgeschwindigkeiten- im Bereich des Einstiegsbeckens entlädt, ist ein Energieumwandlungsbauwerk zwischen Entnahme und Einleitung vorzusehen. Nach der Energieumwandlung kann das beruhigte Wasser zum Einstiegsbecken geleitet werden. Je nachdem ob die Transportleitung als Rohr oder Kanal mit großem oder kleinem Querschnitt sowie gerader oder kurviger Linienführung ausgeführt ist, ist die Strömung aus der Transportleitung im Dotationsbecken zu vergleichmäßigen und zu verlangsamen, um den oben beschriebenen gewünschten Charakter der Einleitungsströmung zu erreichen. Dieser Prozess wird in Dotationsbecken umgesetzt, welche dementsprechend das Verbindungsglied zwischen der Transportleitung und dem Einstiegsbecken darstellen. Dotationsbecken sind in der Regel durch einen Rechen vom Einstiegsbecken abgegrenzt, um zu verhindern, dass Fische in das Dotationssystem schwimmen und sich dort verirren. Abbildung 1 stellt die eine typische Anordnung einer FAA mit Dotation an einer Staustufe mit Wasserkraftanlage schematisch dar.

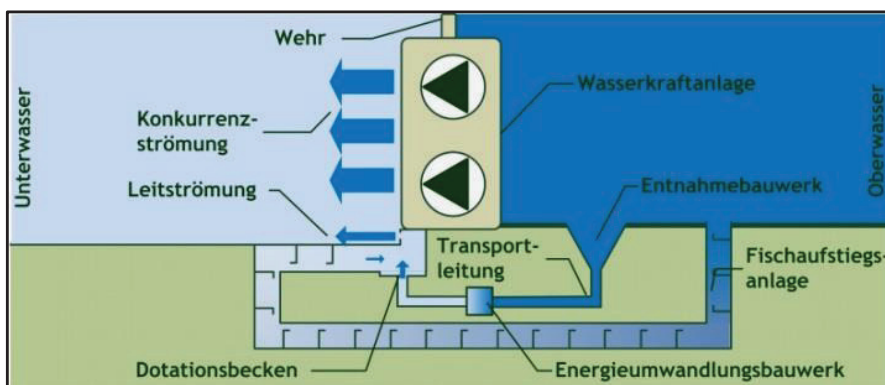


Abbildung 1: Schematische Anordnung einer FAA mit Dotation an einer Staustufe mit Wasserkraftanlage.

3. Einflussfaktoren für die Bemessung von Dotationssystemen

Die wesentlichen Einflussfaktoren für Bemessung eines Dotationssystems, können in fischbiologische, standortspezifische und FAA-Layout-bezogene Kategorien zusammengefasst werden.

Zu den fischbiologischen Einflussfaktoren zählen die Geschwindigkeitsgrenzwerte für die Entnahme und Einleitung des Dotationswassers. Die hierfür empfohlenen Strömungsgeschwindigkeiten legen die Fläche der Entnahme- bzw. Einleitung fest und haben somit Einfluss auf die Beckenabmessungen beider Bauwerkskomponenten. Die standortspezifischen Einflussfaktoren umfassen beispielsweise Durchfluss, Fallhöhe und Platzangebot an der Staustufe. Der aktuelle Wissensstand zur Bestimmung des notwendigen Dotationsdurchflusses beruht darauf, dass die Ausströmung der FAA bei UW_{330} 5 % des Ausbaudurchflusses der FAA-nahen Turbine betragen soll [1]. In Bezug auf die Bundeswasserstraßen sind auf Basis dieser Empfehlung am häufigsten Dotationssysteme für etwa 2-5 m^3/s zu errichten (Abbildung 2 links), welche bei einem angenommenen FAA-Durchfluss von 0,75 m^3/s eine 2,7 - 6,7-fache Durchfluss-erhöhung im Einstiegsbecken umsetzen müssen.

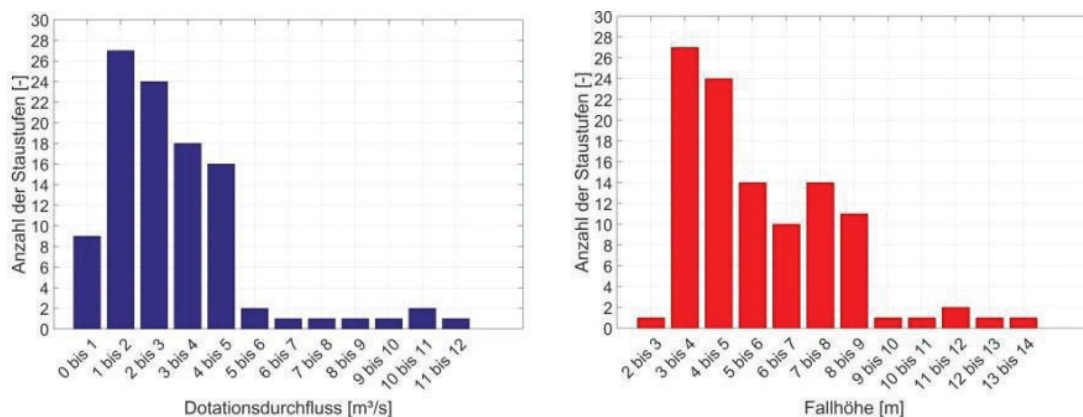


Abbildung 2: Bedarf an Dotationsdurchflüssen und vorkommende Fallhöhen an Staustufen der Bundeswasserstraßen (Anmerkung: die Diagramme beschreiben etwa zwei Drittel der Staustufen mit Wasserkraftanlage an den Bundeswasserstraßen, der Dotationsdurchfluss wurde anhand der 5%-Regel bestimmt s. o.).

Aus dieser Abschätzung wird deutlich, dass die Abmessungen von Einstiegsbecken maßgeblich durch Dotationsbecken beeinflusst werden und kompakte Dotationsbeckendesigns für platzbeengte Standorte zwingend notwendig sind. Ein weiterer standortspezifischer Einflussfaktor ist die Fallhöhe zwischen Ober- und Unterwasser. Aus dieser resultiert die überschüssige hydraulische Energie, welche umgewandelt werden muss. Sie beträgt bei den Bundeswasserstraßen am häufigsten 3 - 9 m (Abbildung 2 rechts). Wie in Kapitel 4 noch näher erläutert wird, ist zum Beispiel bei einem Überfall mit einer Fallhöhe

von 3,5 m ein Beruhigungsbecken mit über 10 m Länge notwendig um die Strömung vor der Einleitung zu beruhigen. Auch hier wird deutlich, dass die Anlagenkomponenten von Dotationssystemen z. T. große Abmessungen benötigen und kompakte Bauweisen deutliche Platzeinsparungen ermöglichen können. Wie wichtig dieser Aspekt ist, geht aus Abbildung 3 hervor. Dargestellt sind exemplarisch zwei Standorte aus dem urbanen und ländlichen Bereich, welche aufgrund der umliegenden Infrastruktur stark eingeengt sind.



Abbildung 3: Die Standorte Mühllendamm links (gelegen im urbanen Raum unter einer Brücke) und Lahnstein rechts (seitlich eingeengt durch angrenzende Straße) [3].

Zu den FAA-Layout-bezogenen Einflussfaktoren gehören Zwangspunkte die sich aus dem Anlagenkonzept der gesamten FAA ergeben. So spielt beispielsweise die Linienführung eine Rolle. Üblicherweise wird die Transportleitung der Dotation unter der FAA verlegt um dieselbe Baugrube nutzen zu können. Wenn die FAA im Bereich des Einstiegsbeckens schon relativ hoch gelegen ist ergibt sich für die Transportleitung häufig Freispiegelbedingung. Hat die FAA hier hingegen erst wenig Höhe gewonnen, ergibt sich für die Transportleitung häufig Druckbedingung. Dieser Sachverhalt hat Auswirkung auf das gesamte Design des Dotationssystems, da die Bauwerkskomponenten für Rohre bzw. Kanäle ausgelegt werden müssen.

4. Designkonzepte für die Energieumwandlung

Das Ziel ist, die Passierbarkeit der FAA für Fische durch die Einleitung des Dotationwassers nicht zu beeinträchtigen. Aus diesem Grund ist es für die Dimensionierung notwendig zu wissen, wo die Prozesse der Energiedissipation abgeschlossen sind. Abbildung 4 zeigt ein einfaches Design einer Energieumwandlungsanlage in Form eines Absturzes in einem Kanal. Die Abnahme der maximalen Strömungsgeschwindigkeit indem hierbei auftretenden ‚getauchten Wechselsprung‘ kann auf Basis bestehender Veröffentlichungen [4] für die Dimensionierung genutzt werden. Wie links in der Abbildung dargestellt, beträgt bei dieser Energieumwandlungsanlage die maximale Geschwindigkeit

15 m unterhalb des Absturzes noch ca. 1,5 m/s, was oberhalb der zulässigen Einleitungsgeschwindigkeit liegt.

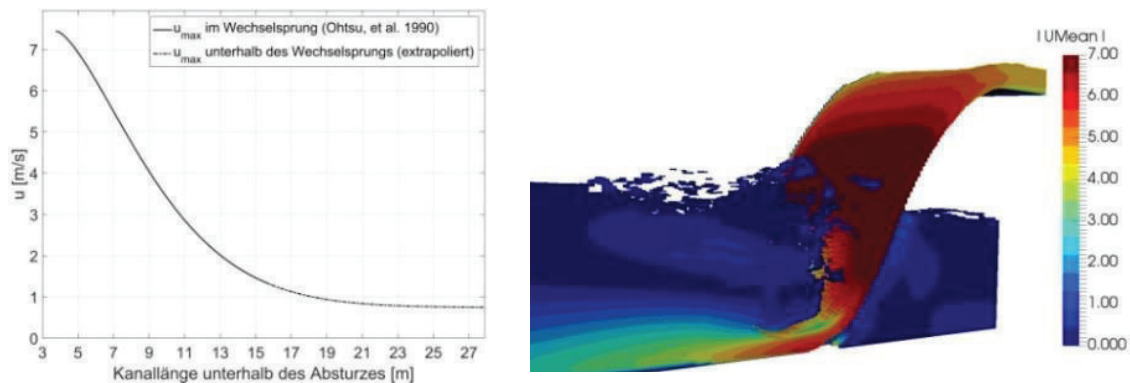


Abbildung 4: Abnahme der maximalen Geschwindigkeit in einem getauchten Wechsellung unterhalb eines Absturzes für etwa 3,5 m Fallhöhe und 4 m³/s Durchfluss (links: berechnet nach [4]; rechts: simuliert mit OpenFOAM®)

Zwar gibt es Optimierungen solcher Tosbecken, welche hinsichtlich der Minimierung von Sedimentausspülungen entwickelt wurden, doch ist z. B. derzeit nicht klar, inwiefern sich die benötigte Strecke für eine ausreichende Abnahme der maximalen Geschwindigkeit im Detail verkürzen lässt. Ähnliches gilt für Tosbecken die den Übergang eines Rohrsystems zu einem Kanal umsetzen.

5. Designkonzepte für Dotationsbecken

Wie in Kapitel 2 bereits beschrieben wurde, erfolgt nach der Energieumwandlung die Einleitung des Dotationswassers in das Einstiegsbecken. Somit stellt das Dotationsbecken das Verbindungsglied zwischen Transportleitung und Einleitung dar. In der ersten Zeile von Abbildung 5 ist dargestellt, wie eine 180°-Kurve zwischen Transportkanal und Einleitung die Strömung negativ beeinflussen kann: aufgrund der Strömungsablösung treten hohe Geschwindigkeiten bei der Einleitung auf. In der zweiten Zeile ist abgebildet, wie anhand von Leitblechen nach [5] eine verbesserte Strömung im Dotationsbecken erreicht wird. Neben Kurven treten auch häufig Querschnittsänderungen zwischen Transportsystem und Dotationsbecken auf. In diesen Fällen müssen – wiederum möglichst kompakte - Strömungsaufweitungen umgesetzt werden. Zur Dimensionierung von geeigneten Becken sind beispielsweise Ansätze der Strahlausbreitung und Konzepte von Prallpfeileranordnungen nutzbar. Allerdings fehlen aktuell ein sinnvolles Abstimmen von Randbedingungen und notwendiger Konzepte sowie deren theoretische Beschreibung.

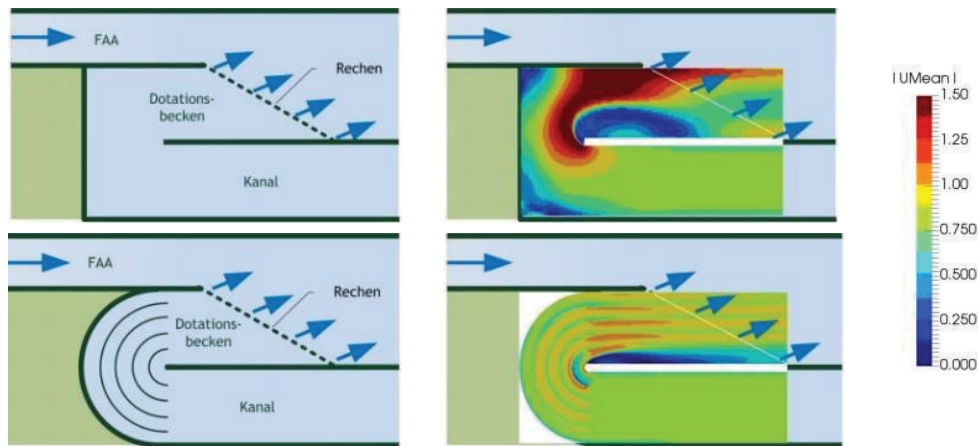


Abbildung 5: Optimierung der Strömung in einem Dotationsbecken mit 180°-Kurve durch Leitbleche.

6. Fazit

Die Dimensionierung von Dotationssystemen hängt wie beschrieben von fischbiologischen, standortspezifischen und FAA-Layout-bezogenen Einflussgrößen ab. Die benötigten Anlagenkomponenten wie Transportleitung, Energieumwandlungsanlage und Dotationsbecken müssen an diese angepasst werden und erreichen unter derzeit bekannten Dimensionierungsansätzen z. T. große Abmessungen. Standortbedingt bieten jedoch kompakte Designs in der Regel deutliche Vorteile. Um Anlagenplanungen hinsichtlich dieses Aspektes zu vereinfachen, bedarf es an weiterer Forschungsarbeit.

Referenzen

- [1] Weichert, R.; Kampke, W.; Deutsch, L.; Scholten, M., (2013). Zur Frage der Dotationswassermenge von Fischaufstiegsanlagen an großen Fließgewässern, *Wasserwirtschaft* 103 (1/2), 33–38.
- [2] DWA (2014): Merkblatt DWA-M 509, Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.“ Hennef.
- [3] WSV (2018): GeoPortal der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, online entnommen am 20.06.2018 unter <https://geoportal.wsv.res.bund>, Ilmenau.
- [4] Ohtsu, I.; Yasuda, Y.; Awazu, S. (1990): Free and Submerged Hydraulic Jumps in Rectangular Channels, *Research Institute of Science and Technology, Nihon Universität*: 1-50
- [5] Idelchick, I. (2008): *Handbook of Hydraulic Resistance*, Begell House Inc., New York

Berücksichtigung historischer Gewässerstrukturen im Design naturnaher Fischaufstiegsanlagen

JONAS VON MELTZER¹, ROMAN WEICHERT¹

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, jonas.meltzer@baw.de

Schlagwörter: ÖKOLOGISCHE DURCHGÄNGIGKEIT, NATURNAHE
FISCHAUFSTIEGSANLAGE, HISTORISCHE GEWÄSSERSTRUKTUR

1. Veranlassung

Mit Einführung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) wurde der gute ökologische Zustand – bzw. an erheblich veränderten Wasserkörpern das gute ökologische Potenzial – der Oberflächengewässer von den Mitgliedstaaten der Europäischen Union als gemeinsames Ziel definiert. Eine wichtige Maßnahme ist in diesem Kontext die Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit für Fische. An den etwa 250 Staustufen der Bundeswasserstraßen fällt diese Aufgabe nach der Novellierung des Wasserhaushaltsgesetzes (2010) in die Zuständigkeit der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV). An den meisten Staustufen ist der Bau einer neuen Fischaufstiegsanlage (FAA) erforderlich. Gemäß WRRL sind diese so zu konzipieren, dass die Anforderungen aller relevanten Fischarten berücksichtigt werden. Unterschiedliche Anforderungen ergeben sich bspw. hinsichtlich Größe, Motivation, Verhalten und Schwimmfähigkeit, sodass eine sichere, schnelle und energieeffiziente Passage für alle zu berücksichtigenden Fische eine herausfordernde Aufgabe darstellt. Unterschiedliche biologische Anforderungen von diversen Fischarten und Altersstadien an FAA legen nahe, dass eine große Vielfalt an Strömungsbedingungen innerhalb der FAA einen positiven Effekt auf die Passierbarkeit der Anlagen haben wird. In diesem Kontext wird der Bau von naturnahen FAA immer häufiger in Planungsprozesse einbezogen und diskutiert. Neben der Naturnähe und variierenden Strömungsbedingungen könnte auch ein mögliches Habitatpotenzial als Vorteil gegenüber technischen Fischpässen (z. B. Schlitzpass) gesehen werden. Bisher werden vor allem unterschiedliche Bautypen von fischpassierbaren Raugerinnen als naturnah angesehen. Ausreichende Untersuchungen dazu, ob diese Bauweisen am jeweiligen Standort einen naturnahen Zustand abbilden, gibt es bisher nicht. Während bspw. bei einer steilen, treppenartigen FAA in Gebirgsregionen die Strömungsprozesse eine gewisse Ähnlichkeit mit den natürlicherweise auftretenden Bedingungen haben, ist dies für Stauanlagen in Tieflandflüssen vermutlich nicht in gleichem

Maße der Fall. Die Idee des vorliegenden Beitrags ist es, ein Konzept für die Gestaltung naturnaher FAA unter der Maßgabe zu skizzieren, dass die hydraulischen Bedingungen in der FAA den ursprünglichen Bedingungen des Gewässerabschnitts ähnlich sind.

2. Konzept

2.1. Grundidee

Die Grundidee des vorliegenden Beitrags ist es, FAA anhand des „natürlichen Zustands“ des jeweiligen Flusses oder eines nahegelegenen Zuflusses zu bemessen. Aufgrund umfangreicher Gewässerkorrekturen in den letzten Jahrzehnten bis Jahrhunderten liegt der natürliche Zustand an den meisten Flüssen in Deutschland nicht mehr vor. Diese Eingriffe führten oft zu monotonen Flusslandschaften mit begrenzten engen Kanälen, erheblich verändertem Abflussregime und einer verringerten Variabilität der hydraulischen Eigenschaften. Aus technischer Sicht können diese vom Menschen hervorgerufenen Veränderungen als historisch bezeichnet werden, da die maximale Lebensdauer bspw. von Wehren derzeit teilweise bereits erreicht ist. Im Gegensatz dazu sind Flusskorrekturen aus biologischer Sicht als kurzfristig zu bezeichnen. Es ist anzunehmen, dass die Evolution der Fischphysiologie – also die Anpassung an stark veränderte Habitatbedingungen – weitaus mehr Zeit in Anspruch nimmt. Folglich hätten Fische keine Zeit, sich an die tiefgreifenden hydraulischen Veränderungen in unseren Flüssen anzupassen. Im Hinblick auf die Gestaltung naturnaher FAA bedeutet dies eine wichtige Konsequenz: Innovatives, naturnahes Design von FAA sollte sich am historischen Zustand der Flüsse und/oder ihrer Zuflüsse orientieren. Die Adaption der ursprünglichen Gewässereigenschaften auf den Fischaufstieg soll Fischen das Auffinden und Passieren der Anlagen erleichtern und die flussaufwärtsgerichtete Migration ermöglichen.

2.2. Vorgehen

Der beschriebenen Idee folgend ist bei der Gestaltung naturnaher FAA der historische morphologische Zustand des betreffenden Flussabschnitts zugrunde zu legen. Die Rekonstruktion des historischen Zustands kann sich dabei als eine komplexe Aufgabe erweisen, da Flusskorrekturen in der Regel nicht als einmaliges Ereignis, sondern als ein über Jahrzehnte oder sogar Jahrhunderte andauernder Prozess erfolgten. Im Fokus stehen vor allem tiefgreifende anthropogene Eingriffe in das Gewässer, sodass der Gewässerzustand vor diesen Veränderungen als Referenz definiert wird. Von Interesse sind z. B. Begradigungen und Durchstiche von Mäandern, die Fixierung des Flusslaufs und der


Ufer (z. B. durch Buhnen und Ufersicherung) sowie der Bau von Wehren und Wasserkraftanlagen. Wichtig sind dabei die morphologischen, hydraulischen und biologischen Veränderungen, die mit den Eingriffen einhergingen. Anhand historischer Aufzeichnungen und Karten kann in vielen Fällen die Verbauungsgeschichte eines Gewässers nachvollzogen und ein ursprünglicher Gewässerverlauf rekonstruiert werden. Ein allgemein anwendbares Verfahren zur Erstellung des Referenzzustands kann aufgrund der sehr ortsspezifischen Datenverfügbarkeit nicht definiert werden. Anhand geeigneter Parameter ist der Referenzzustand zu beschreiben und zu klassifizieren. Bezogen auf die Gerinne- und Sohlmorphologie sind folgende Parameter von Relevanz: Gerinnebreite, Fließtiefe, Korngrößenverteilung, Sohlgefälle, Querprofil und Durchfluss. Es ist offensichtlich, dass eine detaillierte Analyse des morphologischen und hydraulischen Zustands eines historischen Flusses unmöglich ist. Für den vorliegenden Gestaltungsansatz liegt der Schwerpunkt daher auf der Bewertung der historischen Lauform der betrachteten Fließstrecke und der Ermittlung von Parametern, welche zur Beschreibung der Hydraulik geeignet sind.

Es kann zwischen drei charakteristischen fluvialen Gewässerlauftypen unterschieden werden: ‚getreckt‘, ‚verzweigt‘ und ‚mäandrierend‘ (z. B. Leopold und Wolman [1]). Welcher Lauftyp im historischen Zustand des untersuchten Gewässerabschnitts vorlag, kann bspw. mithilfe georeferenzierter historischer Karten und dem Windungsgrad ermittelt werden. Bestimmt man zusätzlich das historische Gefälle, kann eine Einordnung und Beschreibung des Gewässers anhand charakteristischer morphologischer Parameter durchgeführt werden (z. B. Koenzen [2]). Eine Unterscheidung der Gewässerlauftypen erfolgt dabei auf Grundlage des Windungsgrades. Aussagen über die Entstehung der Gerinneform und den daran beteiligten Prozessen können nicht getroffen werden. Speziell diese sind jedoch – aufgrund ihres Einflusses auf das Strömungsfeld – für das Fischverhalten von zentraler Bedeutung. Umfassende Forschungsergebnisse von Yalin und Da Silva [3] zeigen einen Zusammenhang zwischen Laufentwicklung (gerade, mäandrierend, verzweigt) und Sohlformen (bspw. alternierende/mehrreihige Bänke). Alternierende Bänke, die eine horizontale Oszillation des Fließwegs hervorrufen, können z. B. als Übergang von geraden zu mäandrierenden Gerinnen angesehen werden (Abbildung 1). Das Auftreten unterschiedlicher Sohlformen ist wiederum eng mit der Hydraulik eines Flusses verbunden und steht mit dieser in Wechselwirkung, was z. B. Sekundärströmungen beeinflusst, die für Fische wahrnehmbar und vermutlich für ihr Verhalten relevant sind.

Zusammenfassend dargestellt ist das Auftreten verschiedener Gerinne- und Sohlformen in Abhängigkeit von Gewässerbreite (B), Fließtiefe (h) und Korn-

des Gefälles und des Windungsgrads beschrieben. Die dazu benötigten Daten konnten aus historischen Karten ermittelt werden.



Abbildung 3: Historischer und aktueller Verlauf der Ilmenau bei Bardowick. [Quellen: links: Auszug aus den Geobasisdaten der Niedersächsischen Vermessungs- und Katasterverwaltung © 2016  LGLN, rechts: © Bundesamt für Kartographie und Geodäsie: TopPlus-Web (2018)]

Mit dem Ziel, Informationen über die bettformenden Durchflüsse (z. B. den bordvollen Abfluss) sowie die dazugehörigen charakteristischen Gerinneparameter für die Einordnung im (b/h) und (h/d)-Diagramm (Abbildung 2) zu erhalten, wurde ein 1D-Modell des Gewässerabschnitts im historischen Zustand entworfen. Dieses Modell des Flusslaufs wird ohne Wehre, mit historischem Gefälle und historischer Sohlrauheit erstellt. Falls vorhanden sollten auch Veränderungen der Querprofilgeometrien berücksichtigt werden. Informationen hierzu liegen meist nicht vor, sodass geeignete Annahmen anhand aktueller Querprofile getroffen werden müssen. Berücksichtigt man, dass der Bau von Wehren und der damit einhergehende Aufstau der Fließgewässer zu Ablagerungen von feinerem Material an der Gewässersohle führt, ist die Bestimmung der charakteristischen historischen Korngrößenverteilung eine schwierige Aufgabe. An den untersuchten Standorten konnte hierfür auf bestehende Baugrundgutachten zurückgegriffen werden, anhand derer der Anteil von abgelagertem feineren Sohlmaterial grob abgeschätzt und ein Bereich für die charakteristische Korngröße ermittelt werden konnte. Diese notwendigerweise vereinfachte Vorgehensweise weist natürlich eine begrenzte Genauigkeit auf. Eine Sensitivitätsanalyse der relevanten Parameter zeigte jedoch, dass an beiden Standorten ausreichend zuverlässige Ergebnisse für eine Beurteilung der historischen Gerinne- und Sohlmorphologie anhand der Abgrenzungskriterien in Abbildung 2 ermittelt werden konnten. Beide Standorte befinden sich im mäandrierenden Bereich (M), was durch die historischen Karten bestätigt wird. Die Auseinandersetzung mit örtlichen Randbedingungen zeigte, dass eine Übertragung der historischen Situation auf den Standort möglich ist. An der Ilmenau weist der geplante Fischpass bspw. folgende Kennwerte auf: Breite ≈ 4 m, Fließtiefe $\approx 0,7$ m, Durchfluss $\approx 1,6$ m³/s, Tallänge ≈ 300 m. Zur

Optimierung der Anlagenlänge konnte das Sohlgefälle im Vergleich zum Referenzzustand in gewissem Maße erhöht werden. Wichtig ist dabei, dass kein Übergang zwischen den in Abbildung 2 charakterisierten Sohl- und Gerinnenformen auftritt.

3. Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Beitrag konnte ein Konzept zur Übertragung natürlicher Gewässerstrukturen auf eine FAA skizzieren. Machbarkeitsstudien an zwei Standorten an der Lahn und der Ilmenau zeigten, dass eine Dimensionierung anhand des dargestellten Ansatzes grundsätzlich möglich ist. Es wurde jedoch deutlich, dass dies nur unter gewissen standörtlichen Randbedingungen möglich ist. So könnte vor allem die Verfügbarkeit von Flächen an vielen Standorten mit bestehenden Wehr- oder Wasserkraftanlagen limitierend sein. Um abschätzen zu können wie groß der Nutzen weitergehender Untersuchungen dieses Bautyps wäre, ist es sinnvoll zu prüfen, für welche Standorte an Bundeswasserstraßen dieses Konzept nach aktuellem Stand anwendbar wäre. Eine Lösung könnten Kombinationen aus technischer und naturnaher FAA darstellen. Außerdem ist eine tiefergehende Untersuchung zu den hydraulischen Verhältnissen in der bisher nur grob vordimensionierten FAA, z.B. in einem geeigneten numerischen Modell, sinnvoll.

Referenzen

- [1] Leopold, L.B.; Wolman, M.G. (1957): River channel patterns: Braided, meandering, and straight. Washington, D.C.
- [2] Koenzen, U. (2005): Fluss- und Stromauen in Deutschland – Typologie und Leitbilder, Bonn-Bad Godesberg.
- [3] Yalin, M. S.; Da Silva, A. M. (2001): Fluvial processes. Delft.
- [4] Yalin, M. Selim (1992): River mechanics (1st ed.). Burlington, S. 171.
- [5] Ahmari, H.; Da Silva A. M. F. (2011): Regions of bars, meandering and braiding in da Silva and Yalin's plan, Journal of Hydraulic Research, 49(6), 718-727, S. 725.
- [6] Voßkämper, Berit (2016): Zur Machbarkeit eines neuen Konzepts naturnaher Gerinne als Alternative für technische Fischaufstiegsanlagen, Bachelorarbeit. RWTH Aachen
- [7] Von Meltzer, Jonas (2017): Untersuchung und Anwendung gestalterischer Ansätze für ein naturnahes Umgebungsgewässer im Flachland. Masterarbeit, TU Darmstadt

Untersuchungen zum Einfluss der Sohlentopographie auf die Hydraulik naturnaher Sohlengleiten

RALPH EIKENBERG¹, KATINKA KOLL¹

¹ *Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Wasserbau, r.eikenberg@tu-braunschweig.de*

Schlagwörter: HYDRAULIK, RAUHEITEN, RAUGERINNE, DURCHGÄNGIGKEIT

1. Einführung

Naturnahe Sohlengleiten erfordern für Fische passierbare Wanderkorridore, in denen die artspezifischen hydraulischen und geometrischen Grenzwerte eingehalten werden. Die Passierbarkeit einer Sohlengleite ist nach [1] dann gegeben, wenn auf dem Bauwerk ein oder mehrere zusammenhängende Korridore vorliegen, in denen Mindestwassertiefen und Höchstgeschwindigkeiten eingehalten sind. Der einzelne Fisch soll darin unter minimaler Anstrengung eine möglichst lange Strecke in kürzester Zeit zurücklegen können.

Die hydraulische Dimensionierung von Sohlengleiten erfolgt derzeit über Berechnungsansätze, die ausschließlich auf empirischen Untersuchungen beruhen und damit nur einen engen Gültigkeitsbereich besitzen (z.B. [5]). Die Ansätze liefern lediglich breiten- und tiefengemittelte Werte für Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit. Somit kann die räumliche Verteilung dieser Parameter, insbesondere das Auftreten und die Lage von Minima und Maxima lediglich qualitativ vorhergesagt werden. Ebenso sind aufgrund fehlender Naturmessungen nur bedingt Aussagen über die Übertragbarkeit dieser Ansätze möglich.

Am Leichtweiß-Institut für Wasserbau existiert ein umfangreicher Datensatz, der an Modellen von naturnahen Sohlengleiten in Störsteinbauweise mit verschiedenen Belegungsdichten und Durchflüssen erhoben wurde. Die Messungen zeigten, dass allein durch eine Variation der Störsteindichte die Einhaltung der hydraulischen und geometrischen Parameter für den Fischeaufstieg in der Regel nicht erreicht werden kann (vgl. [2]). Regelmäßige Störsteinanordnungen bewirken auch bei unterschiedlichen Störsteingrößen zu starke Beschleunigungen in den Engstellen. In weiteren Versuchen wurde neben dem Einfluss der Grundrauheit auf die o.g. Kriterien die Variation der Störsteingröße und -anordnung untersucht, was vielversprechende Ergebnisse lieferte (vgl. [3]). Insbesondere eine heterogene Rauheitsstruktur, idealerweise mit unterschiedlichen Störsteingrößen und unregelmäßiger Anordnung, kann auch

bei geringen Durchflüssen einen durchgehenden Wanderkorridor für den Fisaufstieg ermöglichen (vgl. [4]).

Als weitere Variante wurde der Einfluss der Sohlentopographie auf die Wasserspiegellagen und die Geschwindigkeiten auf einer Sohlengleite mit unregelmäßiger Störsteinanordnung untersucht. Die Ergebnisse der Versuche werden nachfolgend vorgestellt.

2. Modellversuche

Die Messungen wurden an einem 1 m breiten Modell einer Sohlengleite in Störsteinbauweise im Maßstab 1:7 durchgeführt (Abbildung 1a). Der grundlegende Modellaufbau wurde aus vorhergehenden Versuchen übernommen (vgl. [4]). Die Gleite bestand aus einem geschütteten filterstabilen Aufbau mit einem festen Längsgefälle von 4,4 %. In das Deckwerk ($d_D = 32\text{--}42\text{ mm}$) wurden Störsteine mit einem zufälligen Belegungsmuster eingebaut, wobei zwei Störsteingrößen mit $D_{S1} = 90\text{ mm}$ und $D_{S2} = 70\text{ mm}$ verwendet wurden. Hieraus ergab sich eine Belegungsichte von 27 % der Gleitenfläche ($\Gamma = 0,27$). Die Störsteine waren jeweils zur Hälfte in das Deckwerk eingebunden.

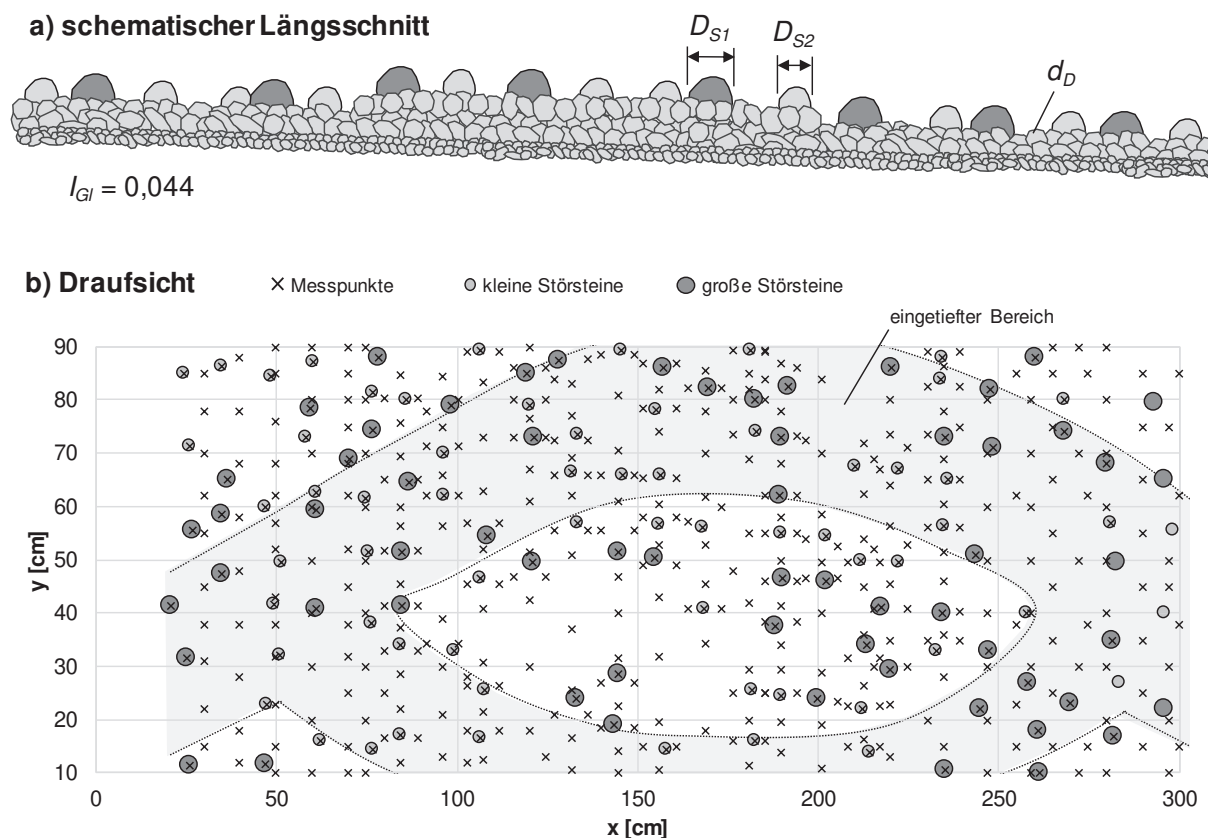


Abbildung 1: Modellaufbau

In Erweiterung zu [4] wurde die Topographie der Sohle verändert, indem diese auf 40 % der Fläche um $d_{Dm} = 37 \text{ mm}$ (= mittlerer Korndurchmesser des Deckwerkes) eingetieft wurde. Die Eintiefung wurde als Rinne ausgeführt, die sich auf zwei Arme aufteilt und wieder zusammenläuft (Abbildung 1b).

Für die Messungen wurden drei Durchflüsse mit $Q_1 = 10,00 \text{ l/s}$, $Q_2 = 18,67 \text{ l/s}$ und $Q_3 = 22,45 \text{ l/s}$ eingestellt, um die Bandbreite von umströmten bis vollständig überströmten Störsteinen abzudecken. Es wurden Sohlen- und Wasserspiegellagen in einem engen Raster mit einem Stechpegel aufgenommen. Die Fließgeschwindigkeiten wurden mit einem Mikroflügel in $1/3$ und $2/3$ der Wassertiefe gemessen. Die Daten erlauben qualitative Aussagen über das Vorhandensein von Wanderkorridoren im Modell, wobei die für die Fischpassierbarkeit relevanten hydraulischen und geometrischen Randbedingungen nach [1] für ein Fließgewässer der Äschenregion im Modellmaßstab berechnet wurden: $h_{\min} = 4,3 \text{ cm}$ und $u_{\max} = 45 \text{ cm/s}$.

3. Ergebnisse

Die Ergebnisse der Wassertiefen sind in Abbildung 2 dargestellt.

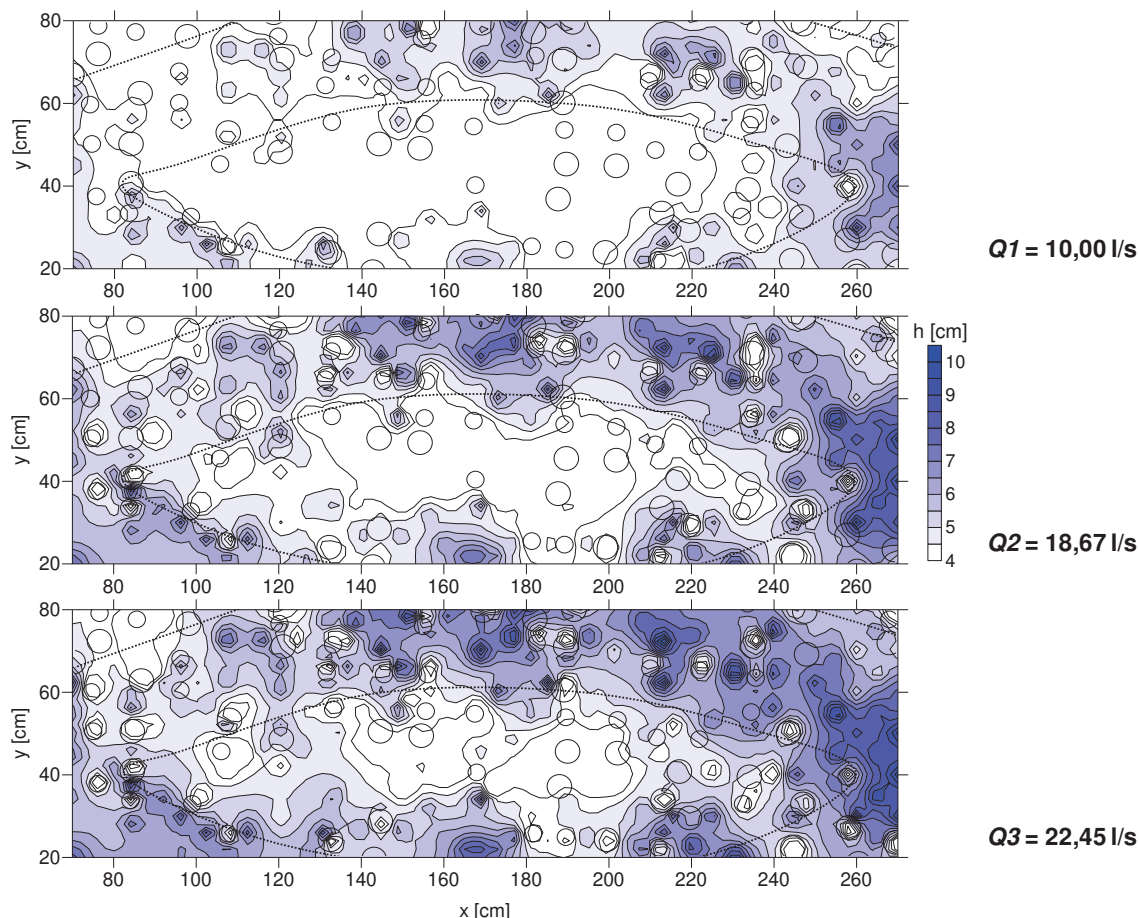


Abbildung 2: Gemessene Wassertiefen $h \geq h_{\min} = 4,3 \text{ cm}$ bei Q_1 , Q_2 und Q_3 (Fließrichtung von links nach rechts, Kreise markieren die ungefähre Lage der Störsteine)

Durch die rinnenartige Ausbildung der Eintiefung konzentriert sich die Strömung in diesen Bereichen. Bei allen Durchflüssen treten die größten Wassertiefen entlang der Eintiefung auf, während im erhöhten Bereich zwischen den Rinnen die Mindestwassertiefen unterschritten sind. Durchgehende Wanderkorridore in Bezug auf die Wassertiefen werden nur bei Q2 und Q3 erreicht. Bei Q1 sind die Störsteine außerhalb der Rinnen umströmt, bei Q3 durchgehend überströmt. Die größten Wassertiefen treten unterstrom des Zusammenreffens der beiden Rinnen etwa bei Position $x = 260$ cm auf.

Die Fließgeschwindigkeiten wurden in zwei Ebenen gemessen. Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen in der oberflächennahen Ebene ($2/3$ h) für die drei Durchflüsse. Bei Q1 und Q2 liegen die Geschwindigkeiten in der linken Rinne sowie im mittleren erhöhten Bereich unter dem Schwellenwert. Bei Q3 ist der Wanderkorridor in der linken Rinne unterbrochen, da in diesem Fall die Störsteine mehrheitlich überströmt werden und somit hohe Geschwindigkeiten erreicht werden.

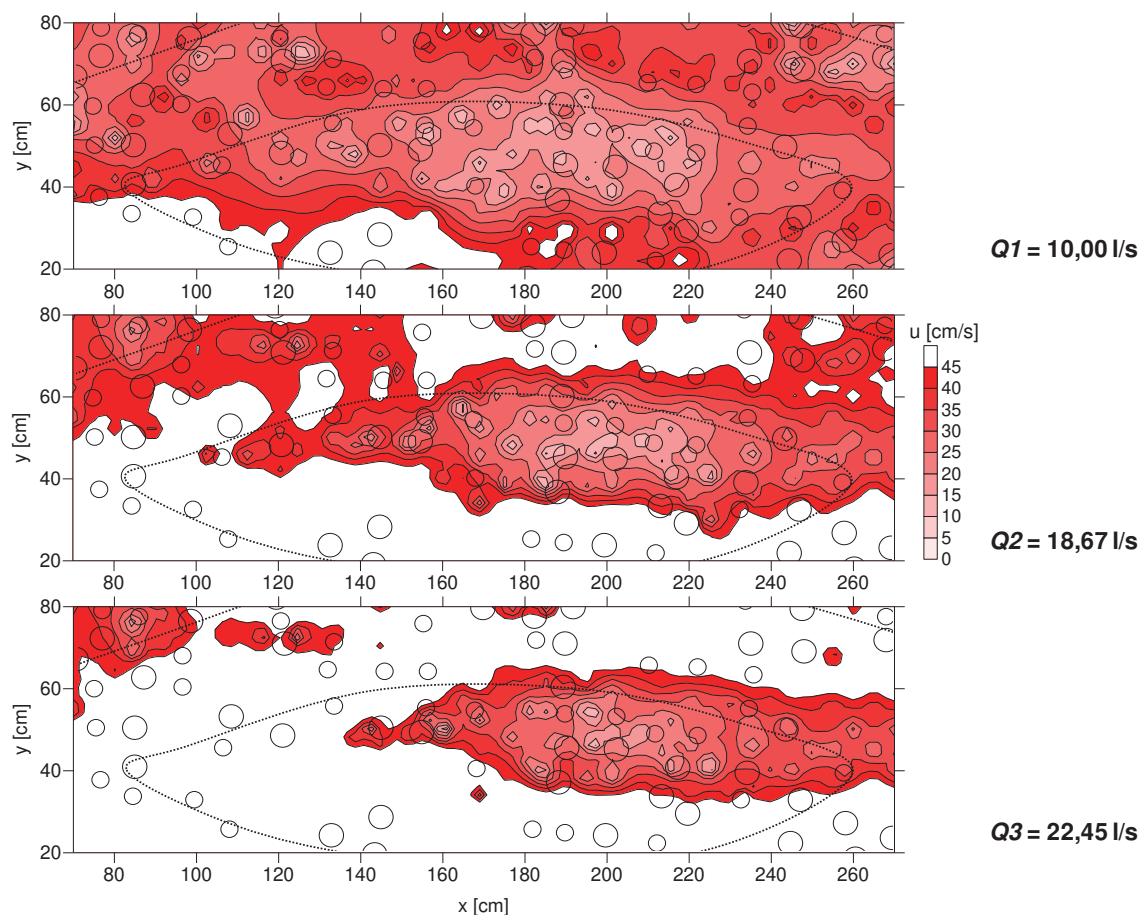


Abbildung 3: Gemessene Fließgeschwindigkeiten $u \leq u_{\max} = 45$ cm/s in $2/3$ der Wassertiefe (oberflächennah) bei Q1, Q2 und Q3 (Fließrichtung von links nach rechts, Kreise markieren die ungefähre Lage der Störsteine)

Abbildung 4 zeigt, dass in der unteren Ebene (1/3 h) die kritische Geschwindigkeit großflächig unterschritten wird. Auch bei Q3 ist in der linken Rinne ein durchgehender Wanderkorridor vorhanden.

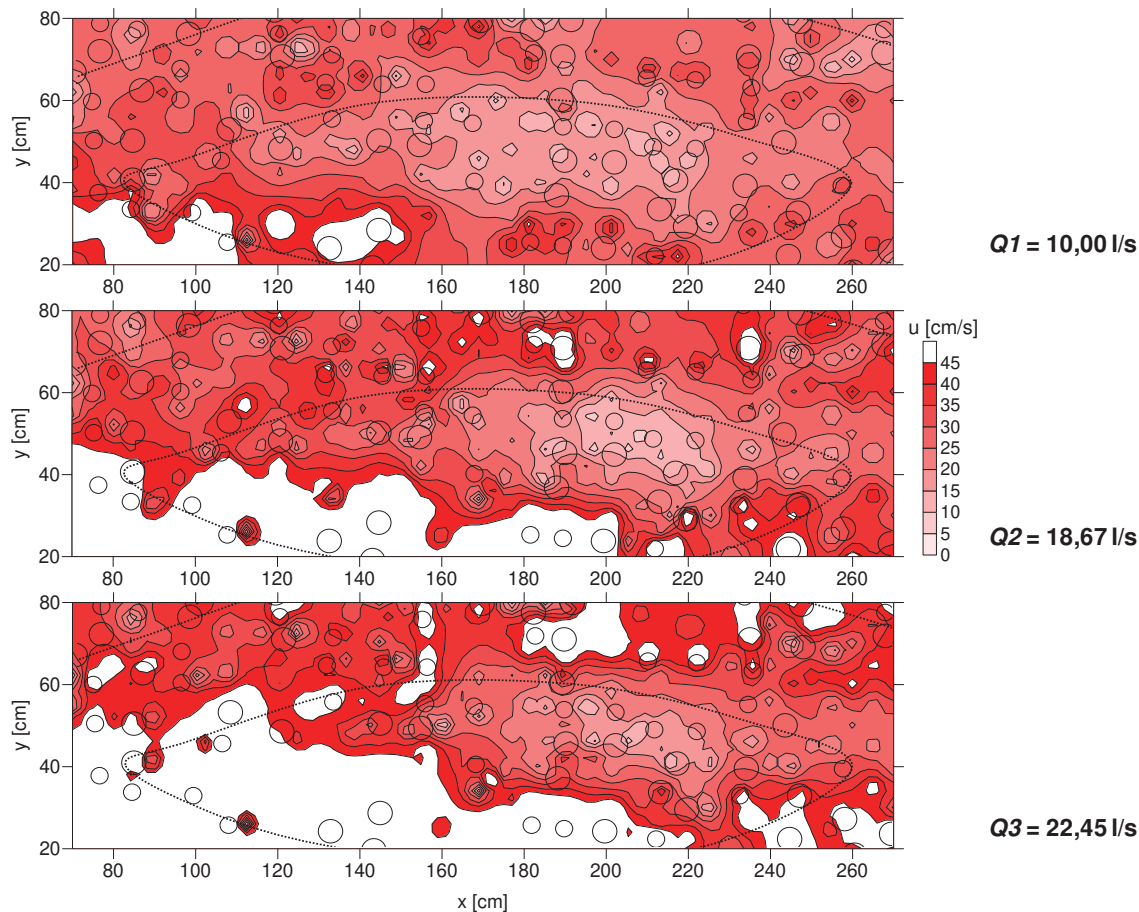


Abbildung 4: Gemessene Fließgeschwindigkeiten $u \leq u_{\max} = 45$ cm/s in 1/3 der Wassertiefe (sohlennah) bei Q1, Q2 und Q3 (Fließrichtung von links nach rechts, Kreise markieren die ungefähre Lage der Störsteine)

Bei geringen Durchflüssen wirken die Störsteine auch in den Rinnen als querprofilformende Elemente, da sie kaum überströmt werden. Die Grundrauheit der Sohle dominiert, weshalb die Wassertiefen nicht eingehalten werden. Mit steigendem Durchfluss werden auch die höher gelegenen Bereiche stärker durchströmt und die Rinnen zunächst entlastet. Beim größten Durchfluss sind die Störsteine durchgehend überströmt und es kommt oberflächennah zu sehr hohen Geschwindigkeiten. Dagegen wird der sohlennahe Bereich wieder entlastet.

Insgesamt ist das Strömungsfeld der untersuchten Gleite durch Hinzufügen einer veränderten Sohlentopographie als weiterer Rauheitskomponente verglichen mit den Ergebnissen aus [4] deutlich komplexer geworden. Dies hat einen positiven Effekt auf die Bereitstellung von Wanderkorridoren für den Fischeufstieg.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Laborversuche an einer Sohlengleite in Störsteinbauweise mit unregelmäßiger Anordnung verschiedener Störsteingrößen sowie einer im Längsschnitt veränderlichen Querprofilform zeigten, dass eine maximale Erhöhung der unregelmäßigen Rauheit grundsätzlich vorteilhaft für die Passierbarkeit ist. Ebenso ist die Betrachtung der Wanderkorridore als dreidimensionale Wege über das Bauwerk sinnvoll, da diese über verschiedene Ebenen verlaufen können.

Aufgrund der Komplexität der Strömung soll in weiteren Versuchen die Oberflächenströmung durch Particle-Tracking-Velocimetry aufgenommen und mit den Ergebnissen der Flügelmessungen verglichen werden. Außerdem sollen zusätzlich Messungen an einem größeren Modell mit anderer Messtechnik (z.B. Vectrino) durchgeführt werden, um die Dreidimensionalität der Strömung besser zu erfassen.

Referenzen

- [1] DWA (2009): Naturnahe Sohlengleiten. DWA Themen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- [2] Eikenberg, Ralph; Koll, Katinka (2015): Untersuchungen des Geschwindigkeitsfeldes über Sohlengleiten in Störsteinbauweise. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 56. 17. JUWI-Treffen. 26.08.-28.08.2015. Dresden, 125-132.
- [3] Eikenberg, Ralph; Koll, Katinka (2016): Untersuchungen zur Erhöhung der Rauheit auf Sohlengleiten. In: Tagungsband zum 18. JUWI-Treffen. 24.08.-26.08.2016. Zürich, 50-52.
- [4] Eikenberg, Ralph; Koll, Katinka (2017): Untersuchungen zum Einfluss der Störsteingröße und -anordnung auf die Rauheit von Sohlengleiten. In: Tagungsband zum 19. JUWI-Treffen. 23.08.-25.08.2017. Siegen, 13-16.
- [5] Pagliara, Stefano; Chiavaccini, Pietro (2006): Flow resistance of rock chutes with protruding boulders. In: Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 136, No. 6, 545-552.

Gewässerstrukturierung in urbanen Bereichen durch Lenkbuhnen

ANDREAS MÜLLER ¹

¹ *Karlsruher Institut für Technologie, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung,
Bereich Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, andreas.mueller@kit.edu*

Schlagwörter: BUHNEN, INSTREAM RIVER TRAINING, LENKBUHNEN, NATURNAHER
WASSERBAU, EU-WASSERRAHMENRICHTLINIE

1. Veranlassung

Die EU-Wasserrahmenrichtlinie fordert die Erreichung des guten ökologischen Zustands, der auch eine gute Gewässerstrukturgüte beinhaltet, aller europäischen Fließgewässer bis spätestens 2027. Vor allem in urbanen Räumen bestehen erhebliche Probleme, diese Zielvorgaben zu erfüllen. Bei Umgestaltungsmaßnahmen muss ein Ausgleich zwischen vielfältigen Interessen, u.a. zwischen Hochwasserschutz, Trinkwasserversorgung, Freizeitnutzung und ökologischen Belangen, gefunden werden. Im urbanen Bereich ist außerdem der Entwicklungskorridor, vor allem durch die umgebende Bebauung, stark beengt und aufgrund des hohen Schadenspotenzials im Hochwasserfall müssen auch Sohle und Ufer stabilisiert werden. Dementsprechend ist eine eigendynamische Gewässerentwicklung nicht möglich. Dies schränkt die Möglichkeiten des planenden Ingenieurs zur Umgestaltung des Gewässers stark ein.

2. Forschungsvorhaben

Instream River Training ist eine Form des Flussbaus, bei der die Strömung als Ursache für Ufer- und Sohlenerosionen durch die Induzierung einer oder mehrerer Sekundärströmungen modifiziert wird [3]. Hierzu werden Lenkbuhnen, bereits bei Niedrigwasser überströmte Bauweisen innerhalb der benetzten Gewässersohle, eingesetzt (siehe Abbildung 1 links). Eigentlich zum Uferschutz vorgesehen, bieten sie neben Kosteneinsparungen durch den geringeren Materialverbrauch auch ökologische Vorteile gegenüber klassischem Längsverbau. Durch die Diversifizierung der Strömung wird neben der Entlastung der Ufer auch eine Gewässerstrukturierung hervorgerufen. Wie in Abbildung 1 rechts zu erkennen, ist das Umfeld von Lenkbuhnen durch die große Strömungsvielfalt und damit einhergehende Sedimentfraktionierungen und Tiefenvarianz gekennzeichnet.

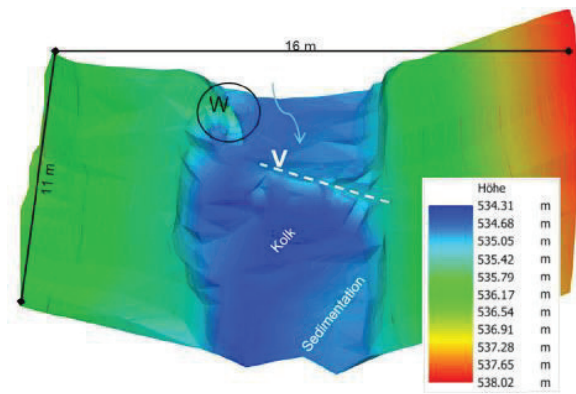


Abbildung 1: Lenkbuhne an der Pfinz, Karlsruhe, Blick in Fließrichtung und Sohlstrukturen im Umfeld der Lenkbuhnen zum Uferschutz an der Taverna, Schweiz, kombiniert mit einem Wurzelstock [1]

Der Einbau von Lenkbuhnen könnte also trotz der eingangs erwähnten Schwierigkeiten bei der Renaturierung urbaner Fließgewässer eine Möglichkeit darstellen, die Funktion des Fließgewässers als Lebensraum entscheidend zu verbessern. Die bisherige Forschung konzentriert sich jedoch auf die Anwendung von Lenkbuhnen zum Zwecke des Uferschutzes und dementsprechend werden die Bemessungsgrößen alleine auf die Schutzwirkung hin festgelegt.

Ziel des Projekts ist es, Empfehlungen hinsichtlich des Buhnenlayouts und der Bemessungsgrößen zu geben, um unter Berücksichtigung des Uferschutzes und ökonomischer Kriterien den ökologischen Nutzen der Bauweise zu maximieren. Die von den Lenkbuhnen hervorgerufene Gewässerstrukturierung hätte so das Potenzial, den ökologische Zustand in monotonen Gewässerstrecken wesentlich verbessern. So könnte erreicht werden, dass auch anspruchsvollere Arten den betroffenen Abschnitt des Gewässers besiedeln können. Die Laufzeit des von der Hector Fellow Academy geförderten Projekts beträgt 3 Jahre.

3. Vorgehensweise

Im ersten Set aus hydraulischen Versuchen soll zuerst die Strukturierung der Gewässersohle für verschiedene Konfigurationen der Lenkbuhnenparameter, d.h. projizierte Länge l_P , Höhe h_B , Inklinationswinkel α , und Abstand a_x untersucht werden (siehe Abbildung 2 unten links). Auch Variationen wie aufgelöste Bauweisen und Ausführungen mit gebogener Achse werden betrachtet. Die Vorauswahl der Parameter erfolgt aufbauend auf der Literaturrecherche anhand der Kriterien Hochwasser und Uferschutz, Standsicherheit, Ökonomie und Ökologie (vgl. Abbildung 2).

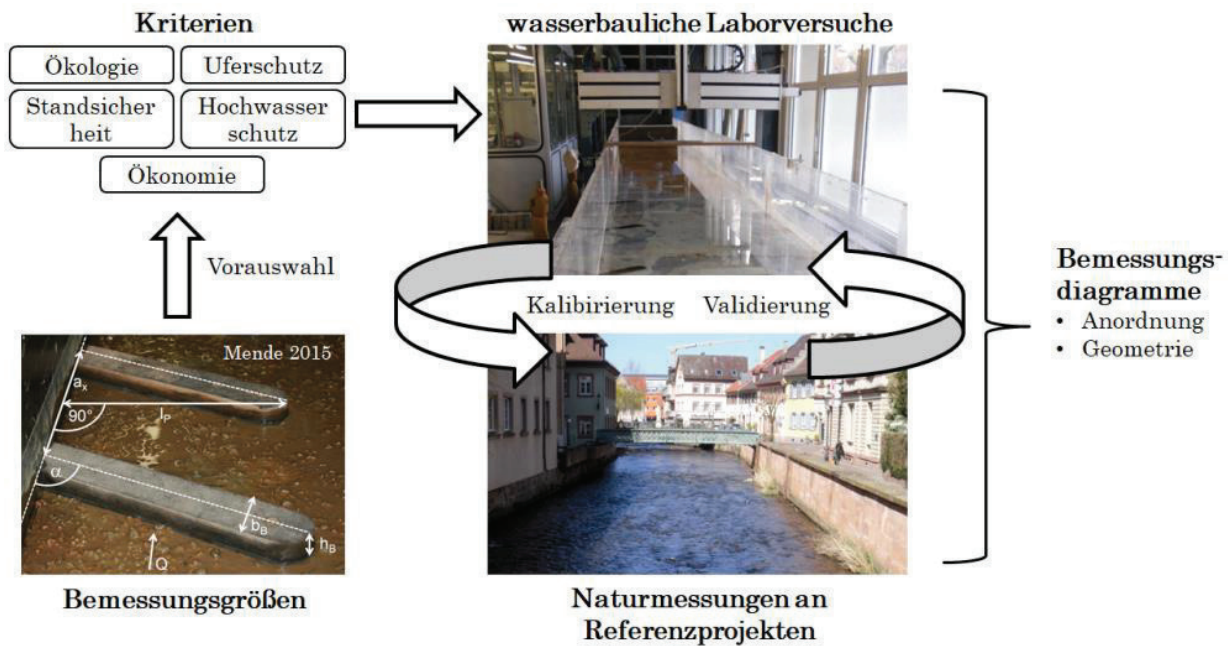


Abbildung 2: Aufbau des Forschungsprojektes „Gewässerstrukturierung in urbanen Bereichen durch Lenkbuhnen“

Die Versuche finden im Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium des Karlsruher Instituts für Technologie in einer 18m langen und einen Meter breiten Plexiglasrinne statt und werden mit beweglicher Sohle durchgeführt. Der maximale Abfluss im Versuchsstand beträgt 200 l/s.

Abfluss, Gefälle und Gewässerbreite der Versuche werden Referenzprojekten mit Schwerpunkt in der Region Karlsruhe entnommen und gewährleisten eine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse auf verschiedene Fließgewässertypen im Flachland und im Mittelgebirge. Die Referenzprojekte sind momentan in der Bewilligungsphase seitens der kommunalen Entscheidungsträger. Der Start der Versuche ist währenddessen nach dem Abschluss von Anpassungsarbeiten am Versuchsstand für den August 2018 geplant.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der ersten Versuchsreihe soll im Anschluss untersucht werden, welche Anordnungsmuster und Abstände a_x der gewählten Lenkbuhnengeometrie geeignet sind, die Bildung wichtiger Mesohabitate, z.B. Furt-Kolk-Sequenzen, in Fließgewässern zu initiieren. Der notwendige Uferschutz soll dabei berücksichtigt werden. Die Ergebnisse aus den Naturversuchen sollen genutzt werden, um die Laborversuche zu kalibrieren und validieren (siehe Abbildung 2). Auch wenn die Optimierung des Lenkbunnenslayouts mit hydraulischen Versuchen durchgeführt wird, sollen zusätzlich die notwendigen Randbedingungen zur numerischen Modellierung von Lenkbuhnen an diesen Versuchen validiert werden.

Aus den Versuchsergebnissen werden anschließend für verschiedene Fließgewässertypen Bemessungsdiagramme entwickelt. Sie ermöglichen dem planenden Ingenieur eine einfache Anwendung von Lenkbuhnen zur Gewässerstrukturierung und erweitern die Werkzeuge bei der Gewässerrenaturierung.

4. Zusammenfassung

Das von der Hector Fellow Academy finanzierte Projekt untersucht, inwiefern Lenkbuhnen, eine Maßnahme des Instream River Trainings, zur Gewässerstrukturierung eingesetzt werden können. Diese flachen und überströmten Einbauten in der Gewässersohle werden durch hydraulische Modellversuche und Naturversuche untersucht. Durch die Kopplung dieser beiden Untersuchungsmethoden wird eine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Labor auf Freilandbedingungen gewährleistet. So sollen die Einflüsse von Lenkbuhnen auf die Gewässerstruktur bestimmt werden. Die hydraulischen Modellversuche starten im Sommer 2018. Aus den Ergebnissen wird die Ableitung von Bemessungshilfen für planende Ingenieure angestrebt. So kann ein wirksamer Beitrag für die Renaturierung urbaner Fließgewässerabschnitte geleistet werden und somit die Erfüllung der Ziele der EU-Wasserrahmenrichtlinie gefördert werden

Referenzen

- [1] Basler & Hofmann West AG (2013): Erfolgskontrolle Lenkbuhnen an der Taverna – Zwischenbericht 2013-1. Zollikofen, Murten, Schweiz.
- [2] Mende, Matthias (2015): Naturnaher Uferschutz mit Lenkbuhnen – Grundlagen, Analytik und Bemessung. Mitteilungen aus dem Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig Nr. 162, Braunschweig.
- [3] Mende, Matthias; Sindelar, Christine (2010): Instream River Training - Lenkbuhnen und Pendelrampen. Beitrag zum 15. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 1.-3. Juli 2010 in Wallgau, Oberbayern, S. 35 – 44.

Fischabstiegssystem Flachrechen mit Bypass: erste hydraulische Untersuchungen

GISELA KISSEL¹

¹ Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft/Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, g.kissel@wb.tu-darmstadt

Schlagwörter: FISCHABSTIEG, FLACHRECHEN, HYDRAULIK

1. Veranlassung

Die Wasserrahmenrichtlinie fordert bis 2027 die Umsetzung der Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern sowohl stromauf- als auch stromabwärts.

Für die Durchgängigkeit stromaufwärts gibt es bereits gut erforschte Fischaufstiegsanlagen, wie z.B. Schlitzpässe. Systeme für den Fischabstieg gibt es ebenfalls zahlreiche, allerdings besteht hier weiterhin Forschungsbedarf sowohl zum hydraulisch-taktilen Verhalten abwärts schwimmender Fische als auch zur Gestaltung und Funktionalität von Fischabstiegsanlagen (FAA).

In diesem Artikel werden erste hydraulische Aspekte eines Flachrechens (gegenüber dem Boden geneigter Rechen mit vertikaler Stabanordnung) in Kombination mit Spülrinne und Bypass diskutiert (Abbildung 1). Das FAA-System wird an der Technischen Universität Darmstadt im wasserbaulichen Forschungslabor in einer 1,5 m breiten, einsehbaren Rinne ethohydraulisch untersucht.

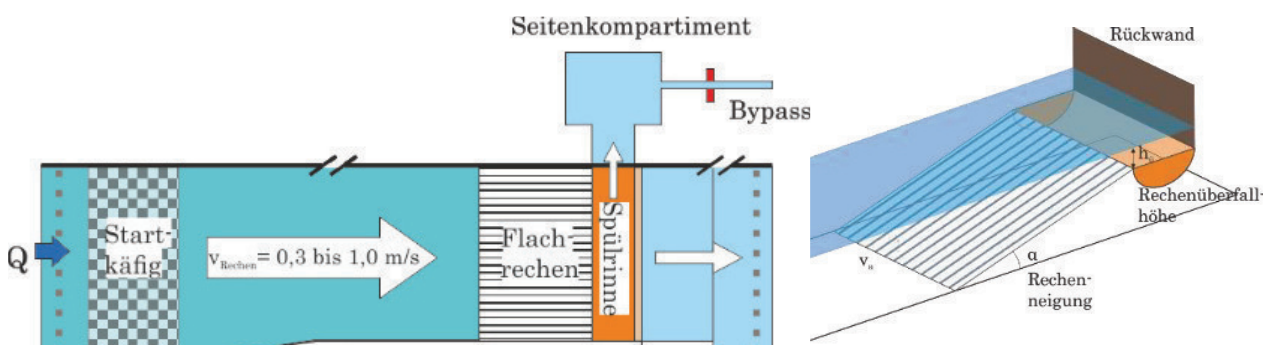


Abbildung 1: links: Draufsicht des Versuchsstands, rechts: variable Parameter der Versuchsanordnung, Seitenansicht

2. Ziel der hydraulischen Untersuchung

Zunächst wurde das Fließverhalten im Nahfeld von Rinne und Spülrinne in den Fokus der hydraulischen Systemuntersuchung gestellt. Hintergrund hierfür sind Beobachtungen während den Voreinstellungen für die ethohydraulischen Versuche. Unter anderem werden eine Wellenentstehung und -ausbreitung im Bereich der Spülrinne, ein nicht stationärer Wirbel am rechten Spülrinnenrand, sowie eine Wasserspiegelneigung in der Spülrinne hin zur Bypassöffnung beobachtet.

Von der optischen Analyse wird darauf geschlossen, dass der Übergang zwischen Rechen und Spülrinne mit Rückwand sowie die Spülrinne von hydraulischem Interesse sind. In diesen Bereichen ändern sich die hydraulischen Bedingungen. Das über die Rechenoberkante in die Spülrinne einfließende Wasser erfährt sowohl eine Abbremsung durch die Rückwand sowie eine Umlenkung in Richtung Bypassöffnung.

Aus den bereits durchgeführten ethohydraulischen Versuchen des FAA-Systems steht fest, dass die Fische in diesem Bereich des Systems sensibel reagieren. Da die hydraulische Signatur als Schlüsselreiz für das Fischverhalten dort angenommen wird, gilt es, diese mit entsprechender Auflösung zunächst hydrometrisch abzubilden, dann ethohydraulisch zu interpretieren um letztendlich daraus hervorgehend eine von den Fischen akzeptierte Strömungssignatur durch geeignete Maßnahmen bewerkstelligen zu können.

Aus Koppelung der ethohydraulischen Erkenntnisse mit der optischen Analyse lässt sich das System in mehrere hydraulische Teilbereiche untergliedern (Abbildung 2). Diese Bereiche werden vorerst festgelegt, um sie in weiteren Schritten zu untersuchen.

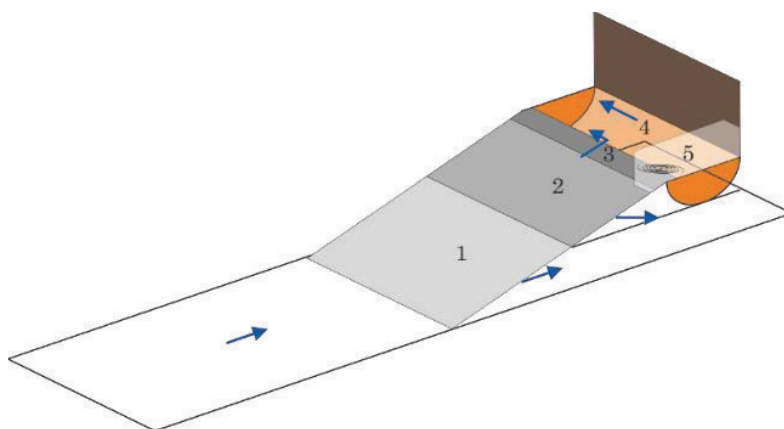


Abbildung 2: Hydraulische Teilbereiche des Versuchstandes: 1 unterer Rechenbereich (bis Unterkante der Spülrinne), 2 Rechenbereich ab Unterkante Spülrinne bis Oberkante Rechen, 3 Übergangsbereich zwischen Rechenoberkante und Spülrinne, 4 Spülrinne, 5 Wirbelregion

3. Versuchsaufbau und Durchführung

In den Versuchen wird mit drei Flachrechen mit verschiedenen Neigungswinkeln gegenüber der Sohle gearbeitet (vgl. Tabelle 1). Alle Rechen sind aus vertikalen Aluminiumstäben mit einem lichten Stababstand von 12 mm, einer Stabdicke von 3 mm und einer Stabtiefe von 30 mm gebaut. Der Rechen ist bündig zur Sohle mit einem Blech angeschlossen (Abbildung 3).



Abbildung 3: links: Rechen mit Spülrinne und Rückwand, rechts: Bündiger Anschluss des Rechens an die Sohle

Die Oberkante des Rechens (60 cm über Rinnenboden) schließt an eine halb runde Spülrinne mit einem Durchmesser von 30 cm an. Die Spülrinne führt in ein Bypassrohr, das in einem Seitenkompartiment mit regelbarem Abfluss und Fluchtsperre mündet. Dort werden die abgewanderten Fische gesammelt.

Während der Versuche werden drei Parameter variiert (Tabelle 1).

Tabelle 1: Variable Parameter während der Versuche

Geometrische Parameter	Rechenneigung	α	[°]	20°, 30°, 45°
Hydraulische Parameter	Anströmgeschwindigkeit	v_a	[m/s]	0,3 m/s bis 1 m/s
	Rechenüberfallhöhe	$h_{\ddot{u}}$	[cm]	2 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm

Um einen ersten Eindruck der Fließvorgänge in der Rinne zu bekommen, werden mit dem akustischen Doppler Verfahren (ADV) Strömungsprofile am 30° Rechen bei einer Rechenüberfallhöhe von 15 cm (\triangleq 0,75 m Wasserstand) und einer Fließgeschwindigkeit von 0,9 m/s aufgenommen (Abbildung 4). Die Strömungsprofile werden sowohl vor dem Rechen sowie am Rechen selbst aufgenommen. Der zweite Aspekt der hydraulischen Untersuchungen ist das Fließverhalten in der Spülrinne (Abbildung 6). Aufgrund der Wellenbildung und der niedrigen Wasserstände wird ein Mikromessflügel zur Aufnahme

der Strömung verwendet. Im Rahmen dieser Messungen wird ausschließlich die Fließgeschwindigkeit in Richtung des Bypasses (Strömung in Blickrichtung links) in mehreren Profilen aufgenommen.

4. Ergebnisse

4.1. Untersuchung des Fließverhaltens in der Rinne und am Rechen

Die Strömungsmessungen bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,9 m/s (Abbildung 4) weisen einen Schwankungsbereich in den ersten vier Profilen von ca. 0,1 m/s auf. Dies kann durch langsamere Oberflächenströmung und Rinnenrandbereichsströmungen erklärt werden. Am Rechen selbst ist die Strömung gleichmäßig in Schichten ausgebildet. In Profil 4 (Abbildung 4), 84 cm vor dem Nullpunkt, wird eine zweiteilige Schichtung der Strömung sichtbar. Die untere Strömung liegt bei 0,9 m/s und ist um 0,05 m/s höher als die oberflächennahe Strömung. Entweder handelt es sich um eine normale Strömungsausbildung oder die Schichtung könnte durch die Strömungseinschnürung unterhalb der Spülrinne erklärt werden (vgl. Abbildung 2). Anhand qualitativer Messungen mit der Strömungsmessharfe wird das Phänomen weiter untersucht werden.

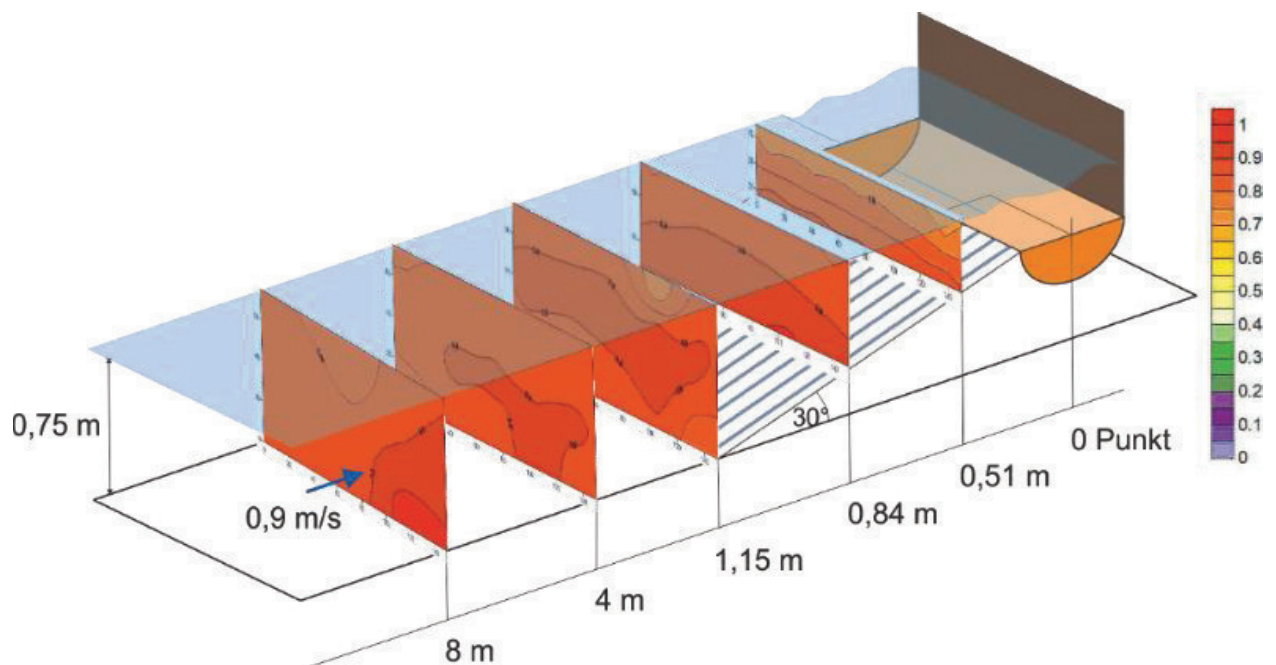


Abbildung 4: Mittels ADV erstellte Strömungssignaturen der Rinne und des 30° Rechens bei 0,9 m/s und einer Rechenüberfallhöhe von 15 cm (\cong 0,75 m Wasserstand). Wellenbildung im Bereich der Rückwand.

Aus der Schichtung im letzten Strömungsprofil vor der Spülrinne wird eine deutlichere Schwankungsbreite der Strömung deutlich. Während der Versuche

konnte eine Wellenbildung von der Rückwand in Richtung Rinne beobachtet werden: Das Wasser wird von der Rückwand gebremst. Das verursacht eine Umwandlung der Geschwindigkeitsenergie in Lageenergie, wodurch sich der Wasserspiegel erhöht. Das wiederkehrende Aufprallen neuer Wassermassen auf die Rückwand verursacht die Wellenbildung (Abbildung 4). Diese Wellenbildung bzw. die Abbremsung der Wassermassen ist in dem obersten Strömungsprofil nahe der Spülrinne bereits in der Schichtung zu erkennen.

4.2. Untersuchung des Fließverhaltens in der Spülrinne

Das Fließverhalten in der Spülrinne wird eindimensional mit einem Mikromessflügel in Richtung des Bypasses aufgenommen. Die Profile sind in einem Abstand von 20 cm aufgenommen (Abbildung 5).

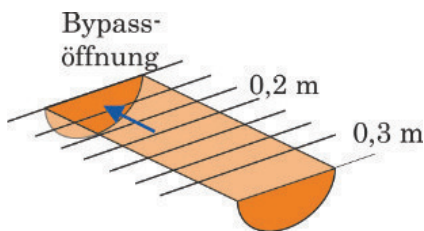


Abbildung 5: Messprofil Spülrinne

In Abbildung 6 sind die Ergebnisse für 0,3 m/s und 0,8 m/s Fließgeschwindigkeit dargestellt. Diese Fließgeschwindigkeiten werden gewählt, da einerseits die geringste Strömungsgeschwindigkeit der höchsten Strömungsgeschwindigkeit gegenübergestellt wird, die in jeder Fischstaffel getestet wird. Die ethohydraulische Skalierung der Rinnenmessungen und der Spülrinnenmessung sind identisch.

Im Bereich des Bypasses ist die höchste Strömungsgeschwindigkeit mit Werten bis über 1m/s zu finden. Eine für Fische merkbare Strömung von 0,3 m/s (grüner Bereich Abbildung 6) bildet sich bis ungefähr zur Spülrinnenhälfte aus. Die Strömungsausbildung ist dabei weitestgehend unberührt von der Fließgeschwindigkeit in der Rinne. Vielmehr hängt die Ausprägung der Strömung in der Spülrinne von der Überfallhöhe des Rechens ab.

Das bedeutet nach bisherigen Erkenntnissen konkret, dass die Strömung in der Spülrinne eines Flachrechen-Bypass-Systems als hydraulisch unabhängig von der Rechenanströmgeschwindigkeit betrachtet werden kann.

Dies bringt mit sich, dass ebenso eine Optimierung der Strömung in den Bypass hinein unabhängig von der Rechenanströmgeschwindigkeit ist und demnach konstruktiv gelöst werden muss. Hier bedarf es weiterer Forschung zur Bestätigung der vorläufigen hydraulischen Ergebnisse.

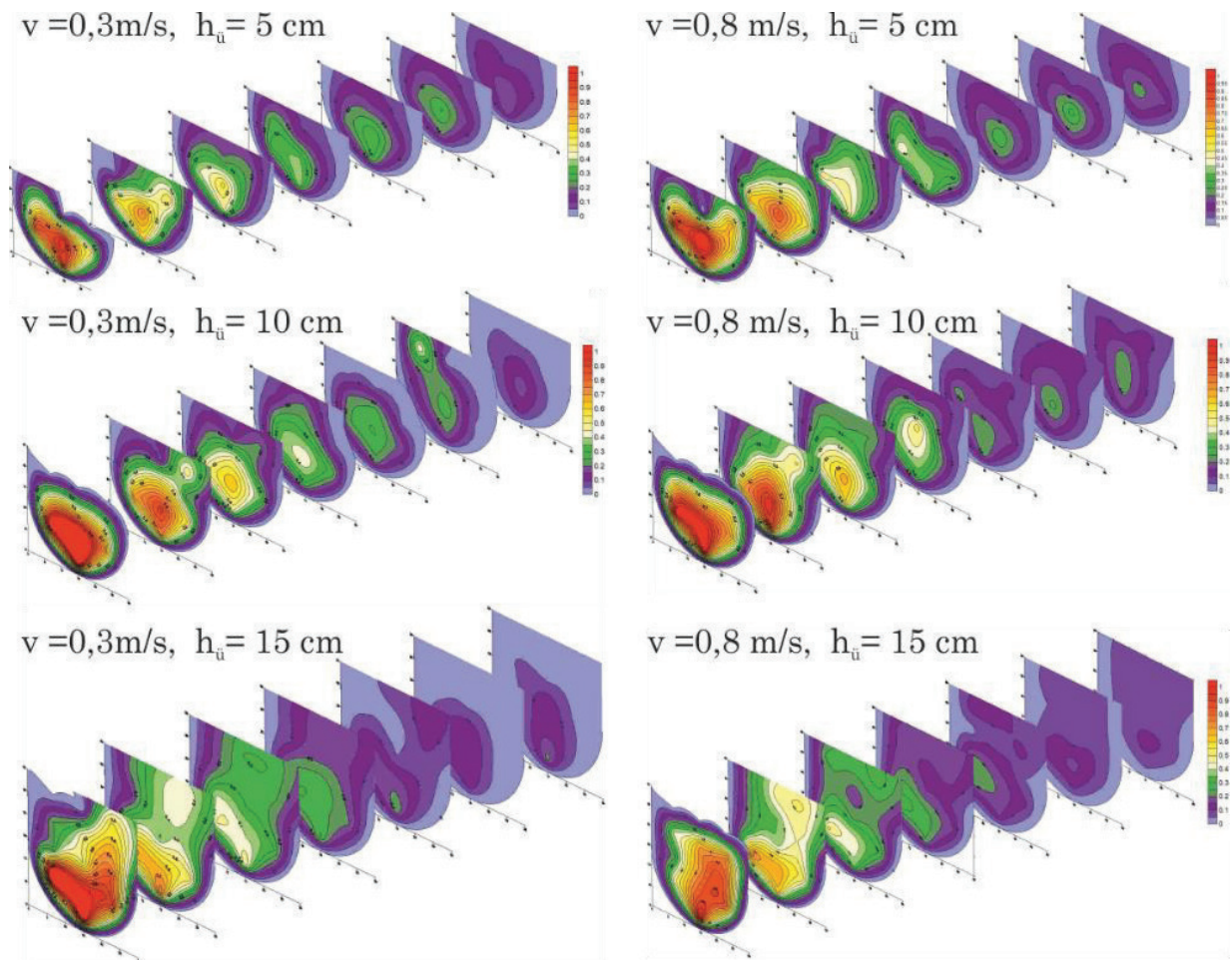


Abbildung 6: Gegenüberstellung der Strömungsmessungen in der Spülrinne bei 0,3 m/s und 0,8 m/s. Geschwindigkeitsmessung mittels Mikromessflügel, die Strömung zeigt die Geschwindigkeit in den Bypass rein. Die Bypassöffnung befindet sich links in Strömungsrichtung.

5. Zusammenfassung

In diesem Artikel werden erste hydraulische Erkenntnisse zum Flachrechen-Bypass-System vorgestellt, das an der TU Darmstadt im wasserbaulichen Forschungslabor ethohydraulisch untersucht wird. Der Fokus liegt auf der hydraulischen Untersuchung der Strömung in der Rinne und der Spülrinne. Hierfür werden vorläufige Ergebnisse anhand von ADV- und Mikromessflügel Messungen vorgestellt.

Die vorläufigen Ergebnisse zeigen, dass sich die Strömung in der Rinne mit einer normalen Schwankungsbreite ausbildet.

Die Strömung in der Spülrinne in den Bypass hinein ist nach derzeitigem Wissensstand unabhängig von der Rechenanströmung. Hier bedarf es weiterer Forschung, sodass die Ergebnisse bestätigt werden.

Wasserbau mit Geokunststoffen



NAUE Geokunststoffe

Innovative Lösungen für die Geotechnik
Wasserbau – Tunnelbau – Straßenbau – Deponiebau – Bahnbau



www.naue.com

NAUE GmbH & Co. KG
Gewerbestr. 2
32339 Espelkamp-Fiestel

Telefon 05743 41-0
Fax 05743 41-240
info@naue.com



Erosion und Feststofftransport

Ermittlung des tiefenabhängigen Erosionsverhaltens von kohäsiven Feinsedimenten aus Stauräumen

FELIX BECKERS¹, MARKUS NOACK¹, SILKE WIEPRECHT¹, STEFAN HAUN¹

¹ Universität Stuttgart, Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung/Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, felix.beckers@iws.uni-stuttgart.de

Schlagwörter: KOHÄSIVE SEDIMENTE, EROSIONSV ERHALTEN, EROSIONSS TABILITÄT, SETEG, PHOTOS ED, STAU RAUMMANAGEMENT

1. Hintergrund und Motivation

Der Sedimenteintrag in Stauräume besteht zu einem Großteil aus Feinsedimenten mit kohäsiven Eigenschaften, die sowohl über natürliche Fließgewässer als auch diffus eingetragen werden. Die Abnahme der Fließgeschwindigkeiten im Stauraum und die damit einhergehende Abnahme der Schleppkräfte führen dazu, dass sich diese Sedimente anlanden und akkumulieren.

Im Sinne eines nachhaltigen Stauraummanagements ist es deshalb notwendig, Sedimentablagerungen durch gezielte Managementstrategien zu minimieren beziehungsweise bereits akkumulierte Sedimente zu remobilisieren, insofern diese eine Einschränkung für den Betrieb darstellen. Grundlage dafür sind genaue Kenntnisse über die Sedimentcharakteristik, das tiefenabhängige Erosionsverhalten und die Sedimentstabilität.

Die Beschreibung des Erosionsverhaltens kohäsiver Feinsedimente stellt jedoch eine Herausforderung an die Ingenieurwissenschaften dar. Grund dafür sind die komplexen Interaktionen von physikalischen, chemischen und biologischen Parametern, die den gesamten Feinsedimentkreislauf (Erosion, Transport, Ablagerung und Konsolidierung) beeinflussen. Aufgrund dieser Interaktionen gibt es keine allgemeingültigen analytischen Methoden zur Beschreibung des Erosionsverhaltens von kohäsiven Feinsedimenten [1]. Daher ist es in der wasserwirtschaftlichen Praxis notwendig, die standortspezifische Sedimentcharakteristik, das Erosionsverhalten und die Erosionsstabilität von Stauraumsedimenten experimentell zu untersuchen.

2. Methoden und Messtechnik

Zur Ermittlung des tiefenabhängigen Erosionsverhaltens und der Sedimentcharakteristik werden mittels Frahm-Lot und Stechrohren (Länge: 1 m;

Durchmesser: 10 cm) ungestörte Sedimentkerne aus einem Stauraum entnommen und anschließend in der Versuchsanstalt für Wasserbau des Instituts für Wasser- und Umweltsystemmodellierung (IWS) untersucht.

In einem ersten Schritt wird die Lagerungsdichte der entnommenen Sedimentkerne mittels Gamma-Absorptionsmethode zerstörungsfrei gemessen, um eine Aussage über die vertikale und räumliche Variabilität der Stauraumsedimente zu erhalten. Basierend auf den vertikalen Profilen der Lagerungsdichte, werden vergleichbare Sedimentkerne einander zugeordnet und gruppiert.

Im weiteren Verlauf wird ein Teil der Kerne verwendet, um physikalische, chemische und biologische Stabilitätsparameter in ausgewählten Tiefenschichten zu analysieren. Zu den physikalischen Parametern zählt, neben der Lagerungsdichte, die Korngrößenverteilung (*KGK*). Die chemischen Parameter beinhalten den gesamte Kohlenstoffgehalt (*TOC*) und die Kationen-Austauschkapazität (*KAK*). Die biologischen Parameter beinhalten den Anteil an Chlorophyll (*CHL*) sowie an extrazellulären polymeren Substanzen, unterteilt in Proteine (*EPS-P*) und Kohlehydrate (*EPS-K*).

Der zweite Teil der Kerne wird in einer hydraulisch kalibrierten Erosionsrinne in denselben Tiefenschichten erodiert (SETEG = Strömungskanal zur Ermittlung der tiefenabhängigen Erosionsstabilität von Gewässersedimenten [2]). Dabei wird die zu untersuchende Sedimentschicht gezielt einer Auswahl ansteigender Abflüsse, respektive Schubspannungen, ausgesetzt. Während des Erosionsversuchs erfolgt eine photogrammetrische Messung der Erosionsraten mit dem System PHOTOSSED [3]. Die Vorteile der Methode sind eine hohe zeitliche Auflösung (10 Hz) und eine hohe Messgenauigkeit (Erfassung von Einzeleignissen bis zu einer unteren Nachweisgrenze von 10 mm³). Des Weiteren erlaubt die photogrammetrische Methode eine Untersuchung unterschiedlichster Raum- und Zeit-Skalen durch die Wahl einer variablen ROI (Region of Interest) und eines variablen Zeitschritts (Δt). Dies ermöglicht einerseits eine detaillierte Untersuchung des tiefenabhängigen Erosionsverhaltens und andererseits die Ableitung der Sedimentstabilität [4].

3. Ergebnisse und Diskussion

Im Mai 2017 erfolgte die Entnahme von 10 Sedimentkernen aus dem Stauraum des Kleinen Brombachsees (Franken, Bayern). Abbildung 1 zeigt die exemplarischen Ergebnisse von zwei Sedimentkernen. Die dargestellten Ergebnisse sind als normierte Größen über die Tiefe aufgetragen und zeigen physikalische, chemische und biologische Stabilitätsparameter eines ersten Kerns (K1), die

mit der vertikalen Sedimentstabilität eines zweiten Kerns (K2) verschnitten sind.

Die Gesamtlänge von K1 und K2 betrug 44 cm beziehungsweise 22 cm. Jedoch zeigte K1 einen Übergang von natürlichem Sediment in den gewachsenen Boden unterhalb von 25 cm. Aus diesem Grund kann die Sedimentmächtigkeit mit 22 cm bzw. 25 cm angegeben werden.

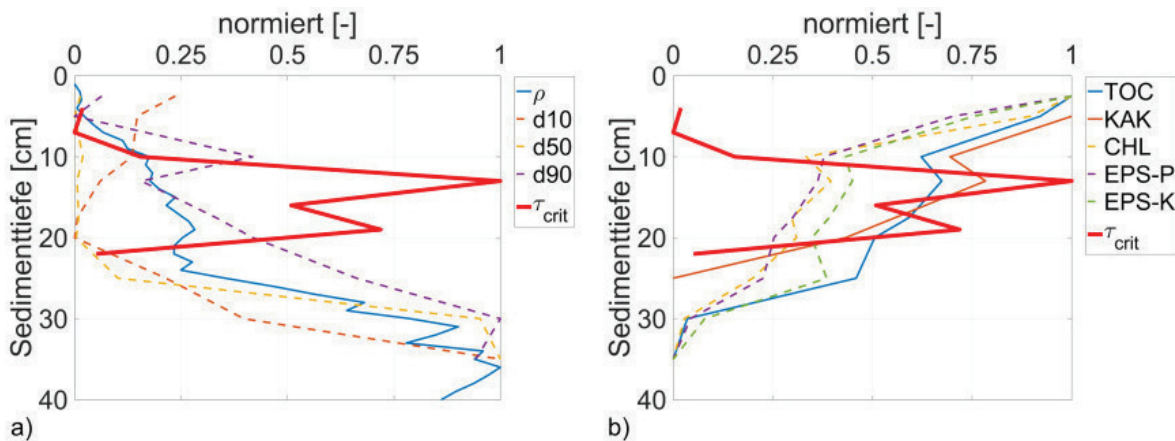


Abbildung 1: a) Gegenüberstellung vertikaler Profile von normierten physikalischen Stabilitätsparametern und b) chemisch-biologischen Stabilitätsparametern mit der normierten Sedimentstabilität (τ_{crit}).

Die Lagerungsdichte (ρ) in Abbildung 1 (a) nimmt über die Tiefe kontinuierlich zu und zeigt einen sprunghaften Anstieg unterhalb von 25 cm (Übergang in den gewachsenen Boden). Die Zusammensetzung des Sediments (0-25 cm) beträgt 4% Ton, 62% Schluff und 34% Sand. Die Verteilung über die Tiefe wird durch die Perzentilwerte dargestellt (d_{10} , d_{50} , d_{90}). d_{10} und d_{50} nehmen bis zu einer Tiefe von 20 cm ab, was einer Abnahme des Korndurchmessers beziehungsweise einer Zunahme des Feinanteils entspricht, und steigen anschließend wieder an. Der d_{50} steigt gleichmäßig über die Tiefe an, mit Ausnahme einer lokalen Spitze bei 10 cm induziert durch einen erhöhten Sandanteil.

Die chemischen und biologischen Parameter (TOC , KAK , CHL , $EPS-P$ und $EPS-K$), dargestellt in Abbildung 1 (b), zeigen eine vergleichbare Charakteristik über die Tiefe. Im oberflächennahen Sediment bis 10 cm sind die Werte stark rückläufig. Nach einem Anstieg bei 13 cm folgt eine weitere Abnahme.

Die Sedimentstabilität von Kern K2, ermittelt aus den Ergebnissen der Erosionsversuche und ausgedrückt als kritische Schubspannung (τ_{crit}), weist auf einen geringen Erosionswiderstand in den oberen Sedimentschichten hin (bis 10 cm). In den tieferliegenden Schichten (10 cm bis 20 cm) nimmt die Stabilität zu und zeigt den größten Erosionswiderstand bei 13 cm. Im Anschluss erfolgt eine Abnahme der Stabilität bis zum Ende des Kerns.

Bei einer gemeinsamen Betrachtung von Sedimentstabilität und Sedimentcharakteristik wird deutlich, dass die höchste Stabilität in der Schicht vorliegt, in der sowohl der Feinanteil im Sediment als auch die chemischen und biologischen Stabilitätsparameter erhöht sind (bei 13 cm).

Ein Detailergebnis aus den Erosionsversuchen von Kern 2 (K2) unter Verwendung von PHOTOSSED ist in Abbildung 2 dargestellt. Dabei ist der Erosionsfortschritt einer Sedimentoberfläche (Tiefe 13 cm) während eines 10-minütigen Erosionsversuchs bei konstanter Schubspannung ($\tau = 3,78 \text{ N m}^{-2}$; $\tau > \tau_{\text{crit}}$) für einen Zeitschritt von $\Delta t = 120 \text{ s}$ abgebildet. In den Einzelbildern ist die Fließrichtung durch einen Pfeil gekennzeichnet und die Zeit gegeben.

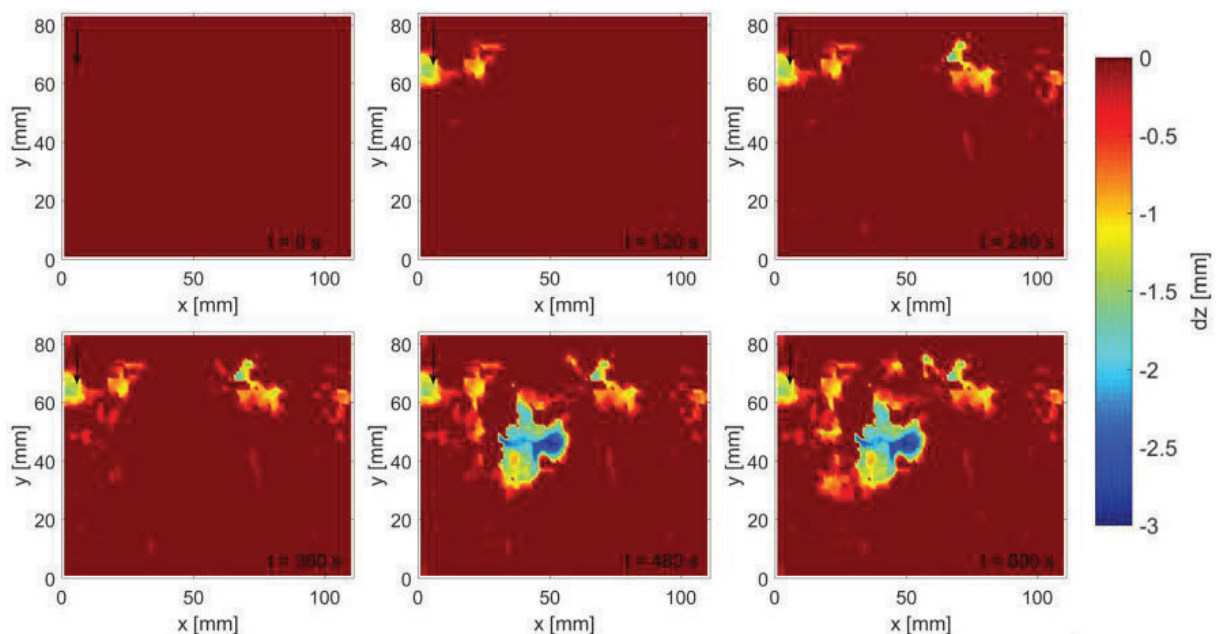


Abbildung 2: Entwicklung der Oberflächenerosion während eines Erosionsexperiments über eine Gesamtdauer von $t_{\text{ges}} = 600 \text{ s}$. Untersuchte Sedimenttiefe: 13 cm; untersuchte Schubspannung: $\tau = 3,78 \text{ N m}^{-2}$ ($\tau > \tau_{\text{crit}}$).

Es ist zu erkennen, dass die Ausbreitung und Tiefe der Erosion an der Oberfläche im Laufe des Erosionsexperiments zunimmt. Nach zwei Minuten ($t = 120 \text{ s}$) sind zwei benachbarte Erosionsbereiche mit einer Stärke von 1 mm bis 1,5 mm erkennbar, die auf eine Remobilisierung von Aggregaten rückzuführen sind. Des Weiteren sind Partikelbewegungen identifizierbar, die zu lokalen Eintiefungen von weniger als einem Millimeter führen. Im weiteren Verlauf kommen weitere Erosionsflächen hinzu ($t = 240 \text{ s}$ und $t = 480 \text{ s}$) und ein Voranschreiten der Partikelerosion ist sichtbar. Am Ende des Experiments ($t = 600 \text{ s}$) ist die Sedimentoberfläche in weiten Bereichen um bis zu 3 mm erodiert.

Die Ergebnisse zeigen, dass durch das System PHOTOSSED sowohl der zeitliche als auch räumliche Verlauf des Erosionsprozesses visualisiert und im Detail

untersucht werden kann. Dadurch ist es möglich, den Erosionstyp (Partikelerosion, Flächenerosion) zu detektieren, um so eine detaillierte Beschreibung des Erosionsverhaltens von kohäsiven Stauraumsedimenten bei unterschiedlichen Schubspannungen zu geben.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Zur Ermittlung der standortspezifischen Sedimentcharakteristik, der tiefenabhängigen Sedimentstabilität und des Erosionsverhaltens kohäsiver Stauraumsedimente, wurden ungestörte Sedimentkerne aus einem Stauraum entnommen und anschließend in einer Erosionsrinne (SETEG) in verschiedenen Tiefenschichten erodiert. Während des Erosionsversuchs erfolgte eine photogrammetrische Messung der Erosionsraten mit dem System PHOTOSSED. Die Ergebnisse der Erosionsexperimente wurden anschließend mit Stabilitätsparametern aus vergleichbaren Sedimentkernen (ermittelt anhand der Lagerungsdichteprofile) verschnitten, um eine Beziehung zwischen dem tiefenabhängigen Erosionsverhalten und der Charakteristik der vorliegenden Stauraumsedimente abzuleiten.

Dieses Vorgehen liefert die erforderlichen Kenntnisse, welche notwendig sind, um Sedimentmanagementstrategien für eine nachhaltige Stauraumbewirtschaftung abzuleiten und auszuarbeiten.

Danksagung

Diese Arbeit wurde im Rahmen des Projektes CHARM - CHallenges of Reservoir Management durchgeführt. Das Projekt wird im Netzwerk Wasserforschung Baden-Württemberg vom Ministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst des Landes Baden-Württemberg gefördert.

Referenzen

- [1] Morris, G.L.; Fan, J. (1998): Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use. McGraw-Hill, New York.
- [2] Witt, O.; Westrich, B. (2003): Quantification of erosion rates for undisturbed contaminated cohesive sediment cores by image analysis. *Hydrobiologia* 494, 271–276, doi: 10.1023/A:1025495122246
- [3] Noack, M.; Schmid, G.; Beckers, F.; Haun, S.; Wieprecht, S. (2018): PHOTOSSED—PHOTOgrammetric Sediment Erosion Detection. *Geosciences* 8, 243, doi: 10.3390/geosciences8070243

-
- [4] Beckers, F.; Haun S.; Noack, M. (2018): Experimental investigation of reservoir sediments. In: River Flow 2018, Proceedings of the 9th international conference on fluvial hydraulics. Lyon-Villeurbanne, September 5-8, 2018.

Feststoffdurchgängigkeit an gefalteten Wehren

JAKOB HERBST¹, MICHAEL GEBHARDT¹, JENNIFER MERKEL¹, CARSTEN THORENZ¹

¹ Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Referat Wasserbauwerke,
jakob.herbst@baw.de

Schlagwörter: WASSERBAULICHES VERSUCHSWESEN, FESTE WEHRE,
LABYRINTH-WEHR, FESTSTOFFDURCHGÄNGIGKEIT

1. Motivation und Zielsetzung

Aufgrund des Betriebs- und Wartungsaufwands verursachen bewegliche Wehre verhältnismäßig hohe laufende Kosten. Um diese zu reduzieren, gibt es Überlegungen bewegliche Wehre an weniger befahrenen Bundeswasserstraßen durch feste Wehre zu ersetzen. Labyrinth-Wehre können dabei eine sinnvolle Alternative darstellen. Dieser Wehrtyp zählt zu den gefalteten Wehren und zeichnet sich dadurch aus, dass die Kronenlänge einem Vielfachen der lichten Gewässerbreite entspricht, wodurch eine höhere Abflusskapazität erreicht werden kann.

Aufgrund ihrer Gestaltung bestehen allerdings auch Bedenken im Hinblick auf die Durchgängigkeit von Feststoffen (Treibholz und Treibeis) und deren Einfluss auf die Abflusskapazität des Wehres. Daneben bestehen Befürchtungen, dass Labyrinth-Wehre aufgrund der fehlenden Spülmöglichkeiten im Oberwasser verlanden. Obwohl die Forschung an gefalteten Wehren in den letzten Jahren stark zugenommen hat, liegen bisweilen verhältnismäßig wenige Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Feststoffen vor. Daher lag der Fokus dieser Arbeit darauf, die Durchgängigkeit von Treibholz, Treibeis und Sediment an unterschiedlichen Labyrinth-Wehren systematisch zu untersuchen. Wesentliche Teile dieses Beitrags basieren auf den Untersuchungen von Gebhardt et al. [2].

2. Gegenständliche Modelluntersuchungen

Die Untersuchungen erfolgten anhand eines Labormodells. Dieses wurde in den Versuchshallen der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe erstellt.

2.1. Versuchsstand und Messtechnik

Die wasserbauliche Versuchsrinne (Abbildung 1) wies eine Länge von 15,00 m, eine Breite von 1,25 m und eine Höhe von 0,60 m auf. Auf halber

Strecke wurden die zu untersuchenden Wehre über die gesamte Rinnenbreite installiert.

Der Zufluss wurde mittels magnetisch-induktiver Durchflussmesser und elektronisch verstellbarer Schieber gesteuert. Die Messung des Oberwasserstandes erfolgte mittels Ultraschallmesssonden etwa 1,25 m vor dem Wehr. Anhand einer Bild- und Videodokumentation konnte zudem die Menge der am Wehr zurückgehaltenen Feststoffe quantifiziert werden. Ein Rückstau einfluss im Unterwasser wurde hier nicht berücksichtigt.



Abbildung 1: Versuchsrinne an der Bundesanstalt für Wasserbau

Bei vergangenen Untersuchungen an selbiger Versuchsrinne wurde im Maßstab 1:18 modelliert. Dieser Modellmaßstab wurde auch hier zur Dimensionierung der Versuchsmaterialien angewandt.

2.2. Untersuchte Wehrtypen

Untersucht wurden zwei unterschiedliche Labyrinth-Wehr-Geometrien: ein trapezförmiges und ein rechteckförmiges Labyrinth-Wehr. Der Grundriss der beiden Geometrien ist in Abbildung 2 dargestellt.

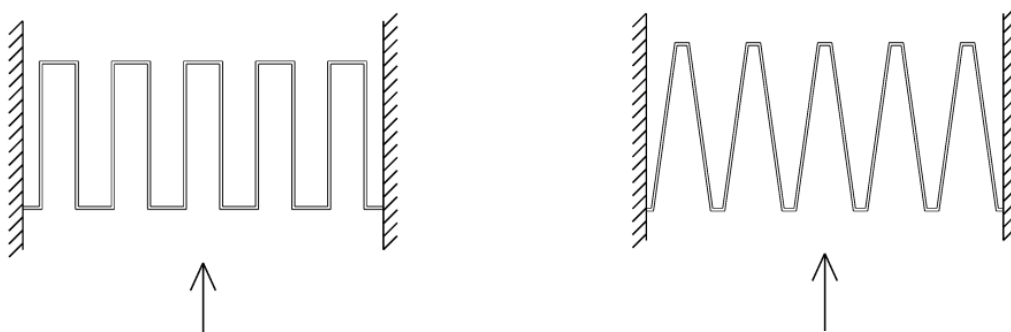


Abbildung 2: Grundriss der untersuchten Wehrgeometrien

Die Wehrhöhe (0,25 m), die Abwicklungslänge (6,25 m) und die Anzahl der Labyrinth-Wehr-Einheiten (5 Stk.) waren bei beiden Geometrien identisch um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu garantieren.

2.3. Materialwahl

Es wurden sieben unterschiedliche Treibholzgrößen verwendet. Die Treibholzzusammensetzung orientierte sich an den Untersuchungen von Pfister et al. [3]. Zur besseren Reproduzierbarkeit wurden idealisierte Rundhölzer verwendet. Für die Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Treibeis wurden Kunststoffeisschollen gewählt, welche mit einer Dichte von $0,9 \text{ g/cm}^3$ Natureisschollen ähneln. Zur Verfügung standen zwei unterschiedliche Geometrien in jeweils sechs Größen. Die Treibeiszusammensetzung orientierte sich an Untersuchungen von Lasar [1]. Drei unterschiedliche Sedimente, welche sich in Größe und Dichte unterschieden, wurden betrachtet. Neben einem Kunststoffgranulat mit einem mittlerem Korndurchmesser von $d = 2,1 \text{ mm}$ und einer Dichte von $\rho = 1,055 \text{ g/cm}^3$ standen ein feiner Kies ($d = 2,04 \text{ mm}$, $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$) und ein mittlerer Kies ($d = 5,55 \text{ mm}$, $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$) zur Verfügung. In Abbildung 3 sind die gewählten Versuchsmaterialien dargestellt.



Abbildung 3: Versuchsmaterialien

3. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

3.1. Treibholzdurchgängigkeit

Ein Vergleich der Wehrgeometrien zeigte, dass das trapezförmige Labyrinth-Wehr eher zur Verklauung von Treibholz neigt als das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (Abbildung 4). Im kritischsten Fall konnte beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr ein Energiehöhenanstieg im Oberwasser von 37 % gegenüber dem ungestörten Fall gemessen werden. Beim rechteckförmigen Labyrinth-

Wehr betrug dieser 19 %. Mit steigendem Abfluss wird das Treibholz allerdings mobilisiert und ins Unterwasser abtransportiert. Die Überfallhöhe entspricht dabei dem 1,5- bis 1,9-fachen des Stammdurchmessers.

Sensitivitätsanalysen zeigten, dass die Holzdichte einen wesentlichen Einfluss auf die Verklausungswahrscheinlichkeit hat. Stark gesättigte Hölzer, welche sohlennah auf das Wehr zutreiben, konnten teilweise auch bei hohen Abflüssen nicht abgeführt werden. Bei schwimmenden Hölzern mit geringerer Holzdichte zeigte sich hingegen, dass diese leichter abgeführt werden, wenn diese quer zur Strömung ausgerichtet waren.

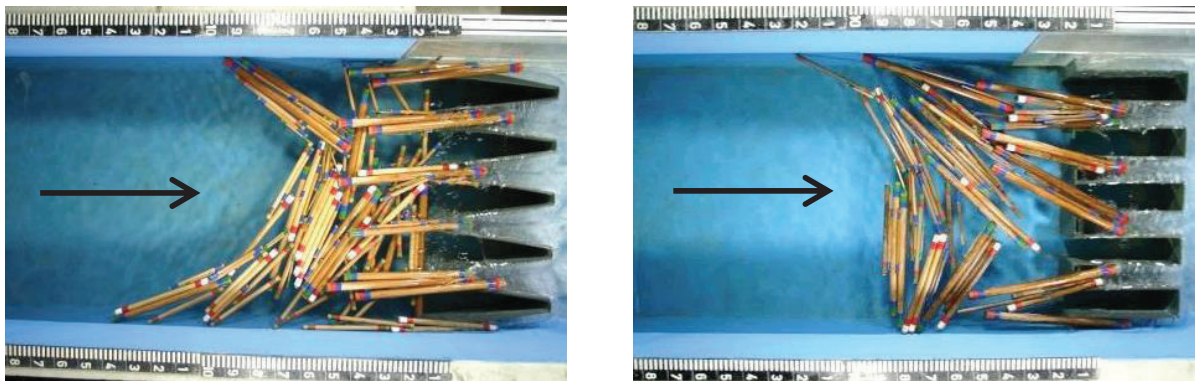


Abbildung 4: Zurückgehaltenes Treibholz beim trapezförmigen (links) und rechteckförmigen (rechts) Labyrinth-Wehr und einem Modellabfluss von 75 l/s.

3.2. Treibeisdurchgängigkeit

Beim Vergleich der beiden Wehrgeometrien bezüglich der Treibeisdurchgängigkeit zeigt sich, dass es keine nennenswerten Unterschiede zwischen den beiden untersuchten Geometrien gibt. Während bei geringeren Abflüssen Eisschollen fast vollständig im Oberwasser zurückgehalten werden, kommt es mit steigendem Zufluss und damit verbundener steigender Überfallhöhe zum Eisabgang. Bei geringen Abflüssen legen sich die Eisschollen in der Regel auf die Überfallkrone ab. Im ungünstigsten Fall konnte gegenüber dem ungestörten Fall ein maximaler Anstieg der Überfallhöhe von 45 % beim trapezförmigen bzw. 42 % beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr festgestellt werden. Die Überfallhöhe, ab welcher mit starkem Eisabgang zu rechnen ist, entspricht in etwa der 2,5-fachen Eisschollendicke. In Abbildung 5 ist der zeitliche Verlauf der Eisabfuhr am trapezförmigen Labyrinth-Wehr bei einem Modellabfluss von 60 l/s und einer Überfallhöhe von 4,1 cm dargestellt.

Es ist anzumerken, dass das Abschmelzen oder Brechen der zurückgehaltenen Eisschollen im Modell nicht abgebildet wird. In der Natur können diese Szenarien auftreten, wodurch sich der im Modell gemessene Anstieg der Überfallhöhe reduzieren würde.

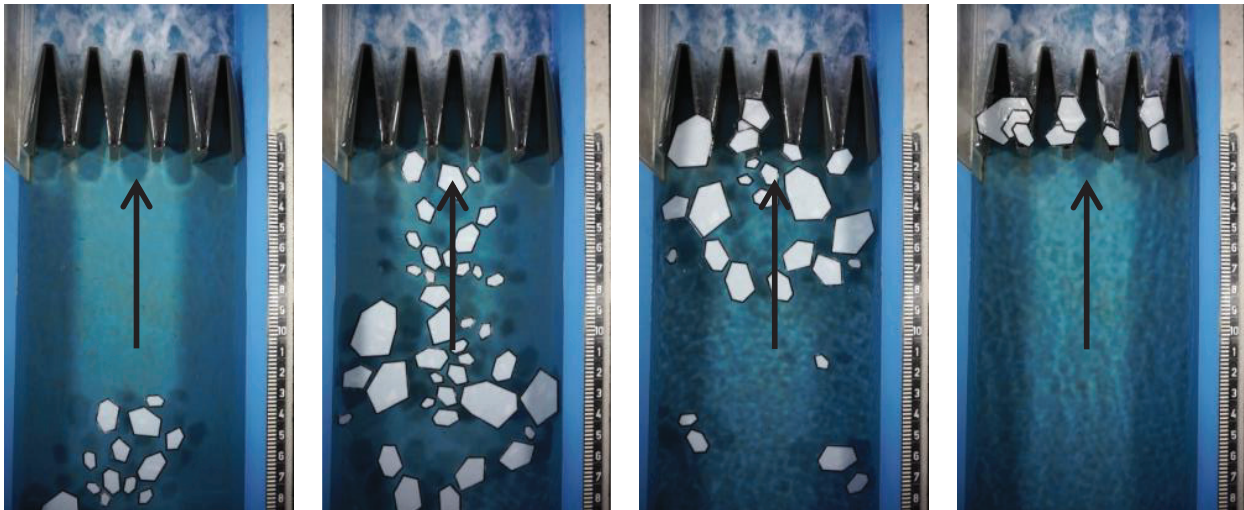


Abbildung 5: Zeitlicher Verlauf der Eisabfuhr über das trapezförmige Labyrinth-Wehr. Vom Anströmen der Schollen (links) bis zu einem stabilem Verklauungszustand (rechts).

3.3. Sedimentdurchgängigkeit

Bei beiden Wehrgeometrien konnte ein Selbsträumeffekt des Wehres beobachtet werden. Das zu Versuchsbeginn am Wehr abgelagerte Sediment wurde mit steigendem Abfluss mobilisiert und über das Wehr transportiert. Die kornbezogene Froude-Zahl (Gleichung 1) erwies sich dabei als geeignete dimensionslose Kennzahl um den Selbsträumeffekt zu beschreiben.

$$Fr_g = \frac{v_{ch}}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{ch}}} \quad \text{Gl.1}$$

mit v_{ch} = Charakteristische Fließgeschwindigkeit [m/s]
 ρ' = Relative Dichte des Sediments unter Wasser [-]
 g = Erdbeschleunigung [m/s²]
 d_{ch} = Charakteristische Korngröße [m]

Zu Versuchsbeginn wurde eine Einheit des Labyrinth-Wehres mit einer rampenförmigen Sedimentschüttung gefüllt und anschließend der Abfluss langsam erhöht. In Abbildung 6 ist das verbleibende Sedimentvolumen in der Labyrinth-Wehr-Einheit als Funktion der kornbezogenen Froude-Zahl abgebildet. Als charakteristische Fließgeschwindigkeit wurde die querschnittsgemittelte Strömungsgeschwindigkeit im Oberwasser gewählt.

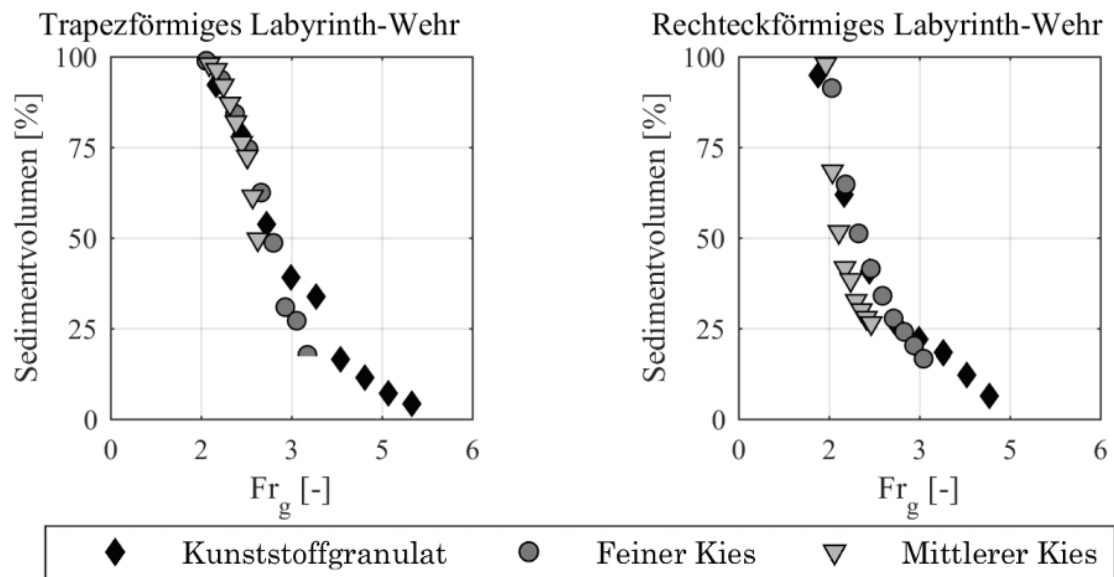


Abbildung 6: Verbleibendes Sedimentvolumen im Labyrinth-Wehr als Funktion der kornbezogenen Froude-Zahl für das trapezförmige (links) und das rechteckförmige (rechts) Labyrinth-Wehr.

4. Fazit

Anhand von Laborversuchen wurde die Feststoffdurchgängigkeit an Labyrinth-Wehren getestet. Dabei stellte sich heraus, dass nur bei kleineren Abflüssen eine erhöhte Gefahr der Verklauung durch Treibholz und Treibeis besteht. Bei den Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit, zeigte sich, dass abgelagerte Sedimente im Nahbereich der Wehre mobilisiert und ins Unterwasser transportiert werden und dieser Prozess adäquat anhand der kornbezogenen Froude-Zahl beschrieben werden kann.

Referenzen

- [1] Lasar, Siegfried (2001): Neues Havelwehr Rathenow. Gutachten über die hydraulische Gestaltung und Bemessung der Wehranlage Rathenow/Havel. Bundesanstalt für Wasserbau.
- [2] Gebhardt, Michael; Herbst, Jakob; Merkel, Jennifer; Belzner, Fabian (2018, in press): Sedimentation at Labyrinth Weirs - An experimental Study of the Self-Cleaning Process. In: Journal of Hydraulic Research.
- [3] Pfister, Michael; Schleiss, Anton J.; Tullis, Blake P. (2013): Effect of driftwood on hydraulic head of Piano Key weirs. In: Erpicum, Sébastien; Laugier, Frédéric; Pfister, Michael; Piroton, Michel; Cicero, Guy-Michel; Schleiss, Anton J. (Hrsg.): Labyrinth and Piano Key Weirs II. CRC Press/Balkema. S. 255–264.

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Transportverhalten von Mikroplastik in Flüssen

KRYSS WALDSCHLÄGER¹

¹ *RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, waldschlaeger@iww.rwth-aachen.de*

Schlagwörter: MIKROPLASTIK, TRANSPORTMECHANISMEN, SEDIMENTATION, EROSION, INFILTRATION

1. Einleitung/Veranlassung/Motivation

Seit der Erfindung von Kunststoffen um 1950 wurden insgesamt etwa 7800 Mio. t produziert, davon über 50 % allein in den letzten 13 Jahren [1]. Neben Leichtigkeit, Formbarkeit und Widerstandsfähigkeit hat besonders die kostengünstige Produktion dazu beigetragen, dass sich Plastik als Wegwerfprodukt etabliert hat. Derzeit verursacht jeder Mensch im Durchschnitt 52 kg Plastikmüll pro Jahr. Über verschiedene Quellen und Eintragspfade gelangen so jährlich 4,8 bis 12,7 Mio. Tonnen Kunststoff in die aquatische Umwelt. Dabei ist insbesondere sogenanntes Mikroplastik aufgrund seiner gesundheitlichen Folgen auf die aquatischen Lebewesen bedenklich [2].

Es wird allgemein angenommen, dass Mikroplastikpartikel, welche in ein Oberflächengewässer gelangen, mit dem Wasser in die Meere und Ozeane transportiert werden. Studien gehen davon aus, dass 80 % des gesamten Mikroplastikeintrags in die Ozeane über Flüsse erfolgt [4]. Wie genau sich das Mikroplastik im Fließgewässer verhält, ist bisher jedoch kaum untersucht [3 - 5]. In den wenigen Studien zu Kunststoffen in Fließgewässern wurden die Konzentrationen bisher ausschließlich mittels Probenahmen bestimmt, ohne auf die Transportmechanismen einzugehen, welche das Plastik vom Eintragsort bis an die beprobten Stellen gebracht haben. Außerdem wird vorwiegend das Oberflächenwasser beprobt, weshalb kaum Aussagen zu der Belastung der Bodenzone der Gewässer getroffen werden können. Daher können bisher keine Hotspots, Transportwege und Senken von Mikroplastik in Flüssen identifiziert werden.

Ziel des hier vorgestellten Projektes ist es, Erkenntnisse über den Transport, die Konzentrationsverteilung und den Verbleib von Mikroplastik im Gewässer und in der Gewässersohle zu erlangen, um auf diese Weise Hotspots sowohl hinsichtlich des Eintrags als auch bezüglich des Verbleibs zu identifizieren. Über eine kleinskalige Betrachtung von unterschiedlichen Plastikpartikeln

sollen die physikalischen Grundlagen ermittelt werden, die für eine großskalige Analyse der Plastikverteilung in Flüssen erforderlich sind.

Dafür werden zunächst die folgenden physikalischen Prozesse von Mikroplastik im Gewässer in Abhängigkeit der Partikeleigenschaften (Dichte, Durchmesser, Form und Konzentration) detailliert untersucht:

- Sedimentations- oder Aufschwimmverhalten
- Transportverhalten
- Erosionsverhalten
- Infiltrationsverhalten in die Gewässersohle

Die Methodik der numerischen Simulation zur Beschreibung der Transportprozesse von Mikroplastik wurde im Zusammenhang mit Mikroplastik bisher kaum genutzt, da das grundlegende Wissen fehlte. Derzeit nutzen Studien allgemeine Sedimenttransportgleichungen, um die Wege des Plastiks im Gewässer zu beschreiben, die Übertragbarkeit dieser Formeln wurde bisher jedoch nicht geprüft. Deshalb werden im Anschluss die experimentell ermittelten Ergebnisse in zwei numerische Verfahren implementiert.

2. Versuchsmaterial

Mikroplastik ist definiert als „Plastikpartikel, die kleiner als 5 mm sind“ [6]. Eine untere, allgemein anerkannte Grenze gibt es bisher jedoch nicht. Vor dem Hintergrund, dass vorwiegend Netze mit einer Maschenweite von 333 μm für die Beprobung verwendet werden, empfiehlt die Nationale Ozean- und Atmosphärenbehörde (NOAA) der USA jedoch eine Einteilung von 333 μm bis 5 mm, weshalb diese Eingrenzung auch für das geplante Projekt gewählt wurde.



Abbildung 1: Unterschiedliche Mikroplastik-Formen: Faser, Pellet, Fragment

Unterteilt wird Mikroplastik generell in primäres und sekundäres Mikroplastik. Primäres Mikroplastik wird anwendungsbezogen als Präproduktionspellets, Textilfasern und Abrasionspartikel für die Kosmetik und die Industrie hergestellt, während sekundäres Mikroplastik bei der Degradation (chemische Zerkleinerung) und Fragmentierung (mechanische Zerkleinerung) von größe-

ren Plastikstücken entsteht. Je nach Ursprung weisen die Partikel unterschiedliche Formen auf, deren Auswirkungen auf das Transportverhalten im Wasser in diesem Projekt detailliert untersucht werden [6] (vgl. Abbildung 1).

Um eine fundierte Auswahl der zu untersuchenden Polymerarten zu treffen, wurden zunächst die weltweite Kunststoffproduktion und –nutzung betrachtet sowie im Anschluss die bisherigen Beprobungen von Flüssen hinsichtlich ihrer Kunststoff-Zusammensetzung analysiert. Auf Grundlage dieser Daten wurden die Polymerarten PE, PP, PS, PVC und PET für dieses Projekt ausgewählt. Gemeinsam ergeben diese Polymerarten über 80 % der Gesamtproduktion sowie einen Großteil der in Flüssen gefundenen Partikel. Außerdem werden somit Partikel leichter als Wasser (EPS, PP und PE) sowie Partikel schwerer als Wasser (PS, PET und PVC) betrachtet (vgl. Abbildung 2).

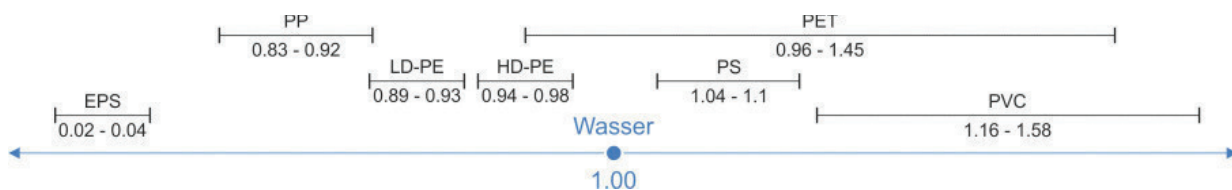


Abbildung 2: Einordnung der Polymerarten nach ihrer Dichte

3. Methodik und Arbeitspakete

3.1. Sedimentationsverhalten von Mikroplastik [AP 1]



Die unterschiedlichen Formen und Dichten der Plastikpartikel führen zu sehr unterschiedlichen Aufstiegs- bzw. Sedimentationsgeschwindigkeiten. Bisher liegen hierzu keine systematischen Untersuchungen vor.

In diesem Arbeitspaket werden theoretisch ermittelte Sink- bzw. Steiggeschwindigkeiten mit experimentell ermittelten Geschwindigkeiten verglichen. Zur Berechnung werden vorwiegend die Stokes-Gleichung, für kleinere Partikel auch die Dietrich-Gleichungen genutzt. Die Versuche werden in einer eigens konzipierten Absetzsäule durchgeführt, welche um einen unteren Einlass für aufsteigende Partikel ergänzt wurde (vgl. Abbildung 3).

Das Ziel dieses Arbeitspakets ist ein theoretischer Ansatz zur Beschreibung der Sink- bzw. Aufstiegs geschwindigkeit von Mikroplastik.

Abbildung 3: Versuchsaufbau aus AP 1 - Sedimentation und Aufstiegsverhalten

3.2. Erosionsverhalten von Mikroplastik [AP 2]

Zur experimentellen Untersuchung dieses Erosionsverhaltens eignet sich das Kreisgerinne des IWW der RWTH (vgl. Abbildung 4). Im Kreisgerinne kann eine Strömung generiert werden, welche die natürlichen Prozesse wie den Partikeltransport und das Erosionsverhalten nicht durch den Einsatz von Rührern oder Pumpen zerstört, sondern eine Endlosströmung erzeugt. Die Generierung der Strömung erfolgt entsprechend der Couette-Strömung über die Bewegung eines ringförmigen Gerinnes sowie eines ringförmigen Deckels in entgegengesetzter Richtung. Vor Beginn der Untersuchungen wird ein Untersuchungsprogramm entwickelt, um eine systematische Variation der maßgebenden Parameter (Eigenschaften des Mikroplastiks, der Strömung und des Wassers) zu ermöglichen. Im Kreisgerinne wird das Mikroplastik auf der Sohle eingebaut und anschließend das Gerinne in Bewegung gesetzt. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Kreisgerinne werden schrittweise erhöht und über eine visuelle Beobachtung mittels Digitalkameras der Erosionsbeginn ermittelt.

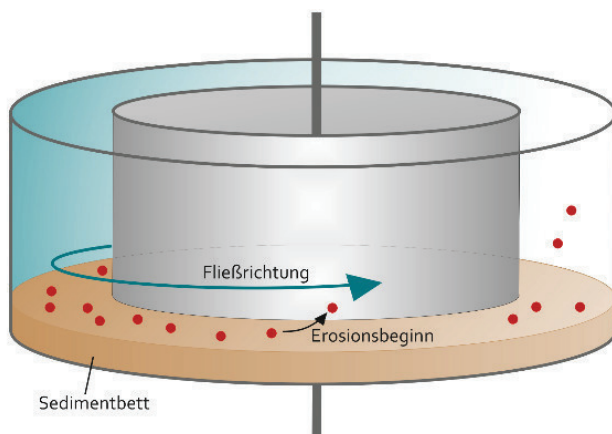


Abbildung 4: Versuchsaufbau aus AP 2 - Erosionsverhalten im Kreisgerinne

Ziel dieses Arbeitspaketes ist das Ermitteln der kritischen Schubspannung für Mikroplastik-Partikel in Abhängigkeit ihrer Eigenschaften sowie ein theoretischer Ansatz zur Beschreibung dieses Vorgangs.

3.3. Transportverhalten von Mikroplastik [AP 3]

Um das Transportverhalten von Mikroplastik in der Strömung zu untersuchen, wird das unter AP 2 erodierte Mikroplastik weiter untersucht. Mittels der am Kreisgerinne installierten Beprobungstechniken kann die Konzentration vom Mikroplastik in der Strömung auf unterschiedlichen Höhen ermittelt werden. Zusätzlich wird ein PIV-System (Particle Image Velocimetry) eingesetzt, um eine Bewegung einzelner Plastikpartikel in Abhängigkeit ihrer Eigenschaften in der Strömung zu bestimmen.

Das Ziel dieses Arbeitspaketes ist ein theoretischer Ansatz zur Beschreibung des Transportverhaltens von Mikroplastik

3.4. Infiltrationsverhalten von Mikroplastik in die Gewässersohle [AP 4]

Mikroplastik wird mit der Strömung transportiert und bei niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten, beispielsweise in natürlichen Seen, Staugewässern und Auen in der Gewässersohle eingelagert. Über experimentelle Untersuchungen soll die Infiltration von unterschiedlichen Partikeln in eine Gewässersohle untersucht werden. Hierzu können in der großen Kipprinne des IWW in ihrer Korngröße variierende Böden mit einer Mikroplastik-Wasser-Suspension überströmt werden und im Anschluss über Photometrie sowie Siebung die Verteilung des Mikroplastiks in der Sohle schichtweise ermittelt werden (vgl. Abbildung 5). Das Mikroplastik, welches über die Teststrecke hinweg transportiert wird, wird am Ende der Kipprinne wieder aus der Strömung filtriert, um auf diese Weise eine Massenbilanzierung aufstellen zu können.

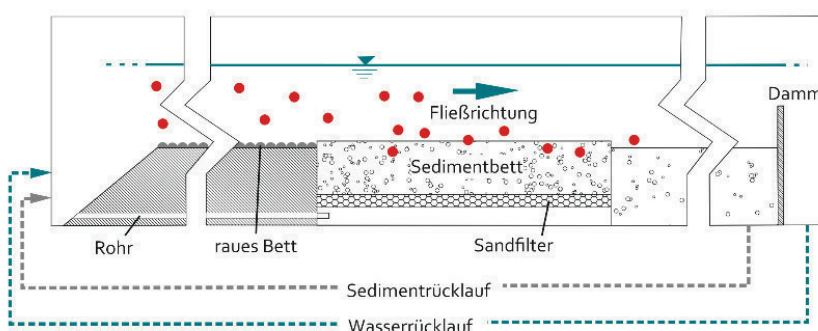


Abbildung 5: Versuchsaufbau aus AP 4 - Infiltrationsverhalten in der großen Kipprinne

Das Ziel dieses Arbeitspaketes ist die Ermittlung der Konzentrationen von Mikroplastik in der Gewässersohle in Abhängigkeit der Partikel- und der Bodeneigenschaften.

3.5. Numerische Simulation [AP 5]

Im Anschluss an die experimentellen Untersuchungen sollen die Erkenntnisse der APs 1 bis 4 für die Entwicklung, Kalibrierung und Verifizierung eines numerischen Verfahrens zur Bestimmung des Transportverhalten von Mikroplastik in Fließgewässern genutzt werden. Hierzu sollen die entwickelten theoretischen Ansätze in zwei numerische Modellverfahren implementiert werden, um sowohl die Ausbreitung von Mikroplastik in Oberflächengewässern als auch den Eintrag in die Gewässersohle klein- und großskalig modellieren zu können und die Anwendbarkeit der Ergebnisse auf reale Gewässer zu ermöglichen.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Erkenntnisse dieses Projektes sind wichtige Grundlagen für das weitere Vorgehen bezüglich der Mikroplastik-Problematik. Während die physikalischen Untersuchungen das allgemeine Verständnis des Mikroplastik-Transportes in Flüssen verbessern, können mit Hilfe der numerischen Modellverfahren in Zukunft Hotspots der Mikroplastikbelastung auch ohne kostspielige und aufwendige Probenahmen ermittelt werden und so der Einsatz von Technologien zur Reinigung der Gewässer gezielter geplant werden. Die Prüfung der Hypothese, ob sich Mikroplastik in Flüssen ähnlich wie Sediment verhält, ermöglicht die Nutzung vorhandener Transportmodelle oder hilft bei der Weiterentwicklung dieser.

Referenzen

- [1] Geyer, Roland; Jambeck, Jenna R.; Law, Kara Lavender (2017): Production, use, and fate of all plastics ever made. In: *Science advances*, Jg. 3, Nr. 7.
- [2] Eriksen, Marcus; Lebreton, Laurent C. M.; Carson, Henry S.; Thiel, Martin; Moore, Charles J.; Borerro, Jose C.; Galgani, Francois; Ryan, Peter G.; Reisser, Julia (2014): Plastic Pollution in the World's Oceans: More than 5 Trillion Plastic Pieces Weighing over 250,000 Tons Afloat at Sea. In: *PloS one*, Jg. 9, Nr. 12.
- [3] Klein, Sascha; Worch, Eckhard; Knepper, Thomas P. (2015): Occurrence and Spatial Distribution of Microplastics in River Shore Sediments of the Rhine-Main Area in Germany. In: *Environmental science & technology*, Jg. 49, Nr. 10, S. 6070–6076.
- [4] Lechner, Aaron; Keckeis, Hubert; Lumesberger-Loisl, Franz; Zens, Bernhard; Krusch, Reinhard; Tritthart, Michael; Glas, Martin; Schludermann, Elisabeth (2014): The Danube so colourful: a potpourri of plastic litter outnumbers fish larvae in Europe's second largest river. In: *Environmental pollution (Barking, Essex: 1987)*, Jg. 188, S. 177–181.
- [5] McCormick, Amanda; Hoellein, Timothy J.; Mason, Sherri A.; Schluep, Joseph; Kelly, John J. (2014): Microplastic is an abundant and distinct microbial habitat in an urban river. In: *Environmental science & technology*, Jg. 48, Nr. 20, S. 11863–11871.
- [6] NOAA (2008): Proceedings of the International Research Workshop on the Occurrence, Effects and Fate of Microplastic Marine Debris

Entwicklung einer Methodik zur Darstellung und Evaluierung von Stauraumverlandung

MICHAEL KRAPESCH^{1,2}, PHILIPP GMEINER^{1,2}, MARLENE HAIMANN², CHRISTOPH HAUER^{1,2},
HELMUT HABERSACK²

¹ *Christian Doppler Labor für Sedimentforschung und -management,
michael.krapesch@boku.ac.at*

² *Universität für Bodenkultur Wien, Department für Wasser, Atmosphäre und Umwelt,
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau*

Schlagwörter: SOHLGRUNDVERMESSUNG, SEDIMENTTRANSPORT,
STAURAUMVERLANDUNG, EROSION

1. Einleitung

Flusskraftwerke stellen eine Unterbrechung des Fließkontinuums dar, was dazu führt, dass als Folge der reduzierten Fließgeschwindigkeiten in den Stauräumen das Feststofftransportvermögen stark herabgesetzt wird [1]. Im Zuge dessen, kommt es zur Ablagerung von Sedimenten. Abhängig vom Verlandungszustand und der Betriebsführung der Kraftwerke, kann eine Staulegung bei höheren Wasserführungen zur Umlagerung der Sedimente im Stauraum oder zu deren Austrag aus dem Stauraum führen. Der Sedimentrückhalt stromauf von Kraftwerken ist eine der Ursachen dafür, dass sich im Unterwasser, insbesondere aufgrund des Geschiebedefizits, die Flusssohle immer tiefer eingräbt. Bei fortschreitender Erosion besteht die Gefahr, dass es z.B. zu einer Absenkung des Grundwasserspiegels oder zur Entkoppelung der Nebengewässer vom Hauptstrom kommt, wodurch mit ökologischen Auswirkungen zu rechnen ist [2].

Um morphologische Änderungen des Flussbetts bzw. den Verlandungsgrad der Stauräume zu erfassen, werden seit Errichtung der Kraftwerke regelmäßig Sohlgrundaufnahmen durchgeführt, sodass teilweise langjährige Datenreihen vorhanden sind. Diese Vermessungen der österreichischen Donau wurden von der Wasserstraßengesellschaft viadonau bzw. vom Kraftwerksbetreiber VERBUND Hydro Power GmbH bis etwa 1980 bzw. bis 1995 als 16-Punkt-Aufnahmen mittels Peilung und Lotung durchgeführt. Bei den 16 Punkt-Aufnahmen wurden dabei immer die lagemäßig gleichen 16 äquidistanten Punkte je Profil aufgenommen. Später erfolgten die Vermessungen mit Echolot, unter der Verwendung eines Singlebeam-Schwingers, welche in einer höheren Anzahl an Messpunkten in den Profilen resultieren. Die Querprofile werden entlang der

fixierten Hektometer-Marken vermessen, wobei diese nicht exakt einen Abstand von 100 m aufweisen müssen. Aufnahmen der viadonau werden zum Teil alle 50 m durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden diese Messungen ausgewertet, um neben der Berechnung von Erosion und Anlandung auch die Darstellung der räumlichen Entwicklung der Stauraumsohle in Form von Geländemodellen zu ermöglichen.

2. Methodik

Im ersten Schritt wurde bewertet, wie repräsentativ Profile mit 16 Punkten abgebildet werden können bzw. wie groß die Unterschiede in den berechneten Kubaturen sind, im Vergleich zu Aufnahmen mit einer höheren Punktdichte. Hierfür wurden Aufnahmen mit einer höheren Punktdichte im Profil auf 16 äquidistante Punkte ausgedünnt, um die Kubaturdifferenzen zu berechnen. Neben der profilbasierten Kubaturauswertung, bei der sich aus der vertikalen Flächenänderung zwischen zwei Aufnahmen im Profil in Kombination mit den Profilabständen eine elementweise Speicheränderung errechnet, wurden auch Geländemodelle erstellt, um die räumliche Entwicklung abzubilden. Profilweise Aufnahmen sind durch eine hohe Punktdichte im Profil (zwischen ca. 120-1.500 Messpunkte pro Profil), bei vergleichsweise großen Profilabständen (50-100 m), gekennzeichnet. Daher war es notwendig die Längsinterpolation zwischen den Profilen entlang eines unstrukturierten Netzes durchzuführen, um den Verlauf des Hauptstromes sowie der Uferlinie entsprechend zu berücksichtigen (siehe hierzu auch [3]). Dieses Interpolationsverfahren wurde mit Hilfe der Software SSIIM umgesetzt [4]. An sich ein dreidimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell, wurde es im Zuge dieser Arbeit zur stromlinienbasierten Interpolation entlang eines vorgegebenen Netzes verwendet.

Die Grundlage für die Erstellung der Punktwolke des Hauptstromes der Donau waren Singlebeam Profilaufnahmen der VERBUND Hydro Power GmbH und von viadonau. Diese Eingangsdaten standen im xyz-Format zur Verfügung und wurden auf die Profile projiziert, sofern eine Ablage vom Profil (lagemäßige Abweichung der Messpunkte vom Querprofil) vorhanden war. Bei der Erstellung des unstrukturierten Netzes war zu beachten, dass die angegebene Anzahl der Zellen im Profil bzw. zwischen zwei Profilen die Auflösung des Netzes und somit die Punktdatendichte der finalen Punktwolke definierte. Im vorliegenden Fall wurden die Anzahl der Zellen im Profil mit 50 und die Anzahl der Zellen zwischen den Profilen mit 20 festgelegt. Das bedeutet, dass das interpolierte Netz eine Auflösung von etwa 5 m in Längs- und 5-7 m in Querrichtung aufweist.

Das Ergebnis der Interpolation war eine xyz-Punktwolke des Donauhauptstromes, welche anschließend in ein TIN- und ein Raster-Format umgewandelt wurde. Dieses Verfahren wurde exemplarisch am Stauraum Aschach angewandt.

3. Ergebnisse

Zu Beginn fanden die Lotungen in Form von 16 Punktaufnahmen statt, deren Position nicht geändert wurde. Der Vorteil dieser Messungen war, dass auch seichtere Bereiche, sowie nicht benetzte Schotterbänke und Inseln aufgenommen wurden - im Vergleich zu den späteren Singlebeamaufnahmen, bei denen Aufnahmen erst ab einer Wassertiefe von ca. 1 m durchgeführt werden. Hinsichtlich der Repräsentativität der älteren 16-Punktmessungen ist zu erwähnen, dass diese die grundlegende morphologische Situation trotz Punktabständen im Profil von 10 bis 20 m gut widerspiegeln, und das obwohl die Punkte äquidistant und nicht nach morphologischen Gesichtspunkten im Profil verteilt sind.

Der Aufnahme mit ausgedünnten Messpunkten zufolge, liegt die Stromsohle im Mittel scheinbar um 5 cm höher, somit würde auch die Anlandung im Stauraum um rund 500.000 m³ überschätzt werden. Die mittlere Differenz für den gesamten Stauraumabschnitt beträgt im konkreten Beispiel ca. 1.300 m³ je 100 m. Betrachtet man alle 27 ausgewerteten Aufnahmen, so führt die Reduktion auf 16 Punkte immer zu einer scheinbaren Anlandung. Diese liegt über alle 27 Aufnahmen im Mittel bei rund 650.000 m³ (min. / max.: 420.000 / 900.000 m³) bzw. bei plus 0,065 m (min. / max.: 0,044 / 0,087 m) bezogen auf die mittlere Sohlhöhe. Vergleicht man die kumulierte Kubaturdifferenz für den Zeitraum 2001 bis 2015 welche sich aus den ausgedünnten Profilen und der gesamten Aufnahme errechnet, so weicht die 16 Punkt Variante nur um rund 2,2% ab. Das bedeutet in sich (entweder immer 16 Punkte oder alle Punkte) liefern die Berechnungen vergleichbare Ergebnisse. Nur wenn 16 Punktaufnahmen abwechselnd mit solcher höherer Punktdichte für die Berechnung herangezogen werden, ist bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten, dass scheinbare Anlandungen oder Abträge auftreten können.

Ein Vergleich zwischen profilbasierten Kubaturberechnung und den aus den Geländemodellen ermittelten Kubaturen liefert eine sehr gute Übereinstimmung für die Periode 2001 - 2015. In Abbildung 1 sind beide Berechnungsvarianten inklusive der sich ergebenden Differenzkubatur für den Stauraum Aschach gegenübergestellt. Die maximale Differenz, bezogen auf 100 m Abschnitte, beträgt dabei etwa 7.000 m³, wobei die Differenzen im Bereich mit

gestrecktem Flussverlauf am geringsten ausfallen. Die Gesamtdifferenz der kumulierten Kubatur beträgt ca. 23.000 m³. Aufgrund dessen, sind die beiden Linien in Abbildung 1 nahezu ident. Zwischen 2001 und 2015 ist es in Summe zu einer Erosion von 6,8 Mio. m³ gekommen.

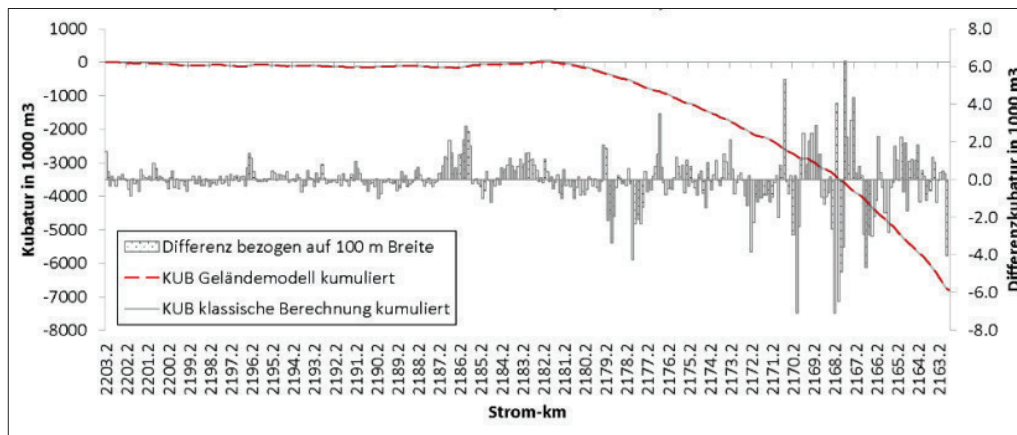


Abbildung 1: Vergleich zwischen der Kubatur aus der klassischen Berechnung und der Kubatur aus dem Geländemodell für den Stauraum Aschach (2001 – 2015). (Datengrundlage: VERBUND)

Dieser Austrag ist auf zwei Hochwässer im Jahr 2002 und eines im Jahr 2013 zurückzuführen, wobei zwischen bzw. nach den Hochwässern wieder Anlandungen zu beobachten sind.

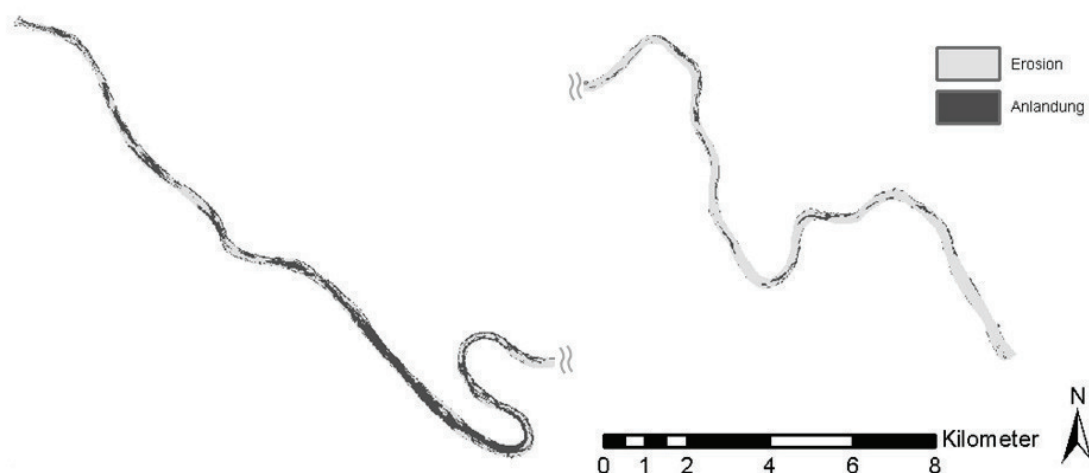


Abbildung 2: Differenzenkarte (2013-2012) für den Stauraum Aschach.

Abbildung 2 veranschaulicht exemplarisch die Differenz der Stauraumsohle zwischen den Jahren 2012 und 2013 im Stauraum Aschach. Der Zeitpunkt der beiden Aufnahmen liegt unmittelbar vor und nach dem Hochwasserereignis

vom Juni 2013 (nahezu HQ₃₀₀ [6]), um dadurch die Sohlhöhenänderung infolge des Hochwassers festzustellen.

Grundsätzlich zeigt diese Gegenüberstellung einen erheblichen Sedimentaustrag von in Summe ca. 5,7 Mio. m³. Der Grund für den enormen Materialaustrag war die Remobilisierung der Feinsedimentablagerungen im Zuge des Hochwasserereignisses vom Juni 2013 [5]. Dabei fällt auf, dass speziell im unteren Abschnitt (Strom-km 2163–2182) ein Großteil der Erosion stattgefunden hat. Im mittleren aber auch im oberen Bereich zur Stauwurzel hin kam es überwiegend zur Anlandung von Sedimenten.

Vergleicht man die aktuellste Aufnahme von 2016 mit jener von 2013, so ist eine Anhebung der Stromsohle festzustellen. Das sedimentierte Material umfasst eine Kubatur von insgesamt rund 3,5 Mio. m³. Die Entwicklung der Stauraumsohle zeigt somit, dass sich hinsichtlich des Verlandungsgrades wieder zunehmend ein Niveau wie vor den Hochwasserereignissen einstellt.

4. Zusammenfassung

Die entwickelte Methode ermöglicht es, unterschiedliche Stauräume mittels einheitlicher Vorgehensweise auszuwerten, um die Ergebnisse besser miteinander vergleichen zu können. Diese Methodik wurde in einem ersten Schritt am Stauraum Aschach an der österreichischen Donau getestet. Die Interpolation mittels der Software SSIIM liefert dabei grundsätzlich sehr gute Ergebnisse. Ein wesentlicher Vorteil der Interpolation entlang eines vorgegebenen Netzes ist, dass die Anisotropie / Variabilität der Morphologie in und quer zur Hauptströmungsrichtung besser berücksichtigt wird. Ein Vergleich zwischen der profilbasierten Kubaturberechnung und der Auswertung anhand der Geländemodelle zeigt, dass die Abweichungen für den untersuchten Zeitraum vernachlässigbar klein sind (Gesamt 23.000 m³ bei einer Gesamtkubatur von 6,8 Mio. m³). Die geringsten Unterschiede traten dabei in Bereichen mit einem eher gestreckten Flussverlauf auf. Bezugnehmend auf die Repräsentativität der älteren 16-Punktaufnahmen ist zu sagen, dass diese im bearbeiteten Fall verhältnismäßig gut mit den aktuelleren Singlebeamaufnahmen, welche eine weitaus höheren Punktdichte im Profil aufweisen, übereinstimmen. Allerdings ergeben sich aus den reduzierten Aufnahmen scheinbar höhere Stromsohlen, wodurch die Kubatur überschätzt wird. Dies ist vor allem dann zu berücksichtigen, wenn abwechselnd 16 Punktaufnahmen und solche mit höherer Punktdichte herangezogen werden. Somit bilden die aktuelleren Vermessungen die Morphologie besser ab, da die Stromsohle detaillierter erfasst wird. Auch wenn

die relativen Unterschiede der Kubaturen auf Grund der Größe und des Verlandungsgrades des Stauraumes vergleichbar gering sind. Die Analyse der Staumentwicklung vor und nach dem Hochwasserereignis vom Juni 2013 zeigt, dass infolge der erhöhten Wasserführung und der Staulegung am Kraftwerk, das Transportvermögen erheblich zunahm, sodass der Materialaustrag in Summe rund 5,7 Mio. m³ betrug.

Im nächsten Schritt wird die Auswertung für weitere Stauräume in der österreichischen Donau erfolgen.

Danksagung

Die finanzielle Unterstützung durch das Bundesministerium für Digitalisierung und Wirtschaftsstandort sowie die Nationalstiftung für Forschung, Technologie und Entwicklung wird dankend anerkannt. Die Arbeit wird durch das EU-Projekt „DanubeSediment“, sowie teilweise vom Amt der Oberösterreichischen Landesregierung gefördert. Weiters danken wir der VERBUND Hydro Power GmbH und viadonau für die Bereitstellung der Daten.

Referenzen

- [1] Bechteler, W. (2006): Sustainable Sediment Management in Alpine Reservoirs considering ecological and economical aspects. Sedimentquellen und Transportprozesse. Neubiberg, S. 184.
- [2] Habersack, H., Wagner, B., Schoder, A., Hauer, Ch. (2013): Die Bedeutung von Feststoffhaushalt und Sedimentdurchgängigkeit für eine nachhaltige Nutzung der Wasserkraft. In Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft. 65. S. 354-361.
- [3] Merwade, V., Cook, A., and Coonrod, J. (2008): GIS techniques for creating river terrain models for hydrodynamic modeling and flood inundation mapping. Environ. Model. Software, 23(10–11), 1300–1311.
- [4] Olsen, N.R.B. (2005): A three-dimensional numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option. Version 1.1 and 2.0. User's Manual. Department of Hydraulic and Environmental Engineering. The Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, S.1-166.
- [5] Schmalfuß, R., Oberlerchner, D., Grüner, H. (2014): Donauhochwasser Juni 2013. Morphologische Veränderungen. Wien, S.6.
- [6] Schmalfuß, R., Rabitsch, W., Kropf, T., Hackl, J., Grüner, H., Oberlerchner, D., Einsiedler, W., Schimpf, R. (2013): Hochwasser Juni 2013. Donau. Ereignisdokumentation. Wien, S. 7.

ENERGIE. TECHNOLOGIE. SYNERGIE. ALLES AUS EINER HAND

DAHLEM BERATENDE INGENIEURE

DAHLEM Beratende Ingenieure ist eine konzernunabhängige, national und international agierende Ingenieur,- Planungs- und Beratungsgesellschaft. Für unsere Geschäftsbereiche Abwasserentsorgung, Wasserwirtschaft, Energietechnik und Infrastruktur - vorrangig in der Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft - erarbeiten wir seit acht Jahrzehnten Ingenieurösungen in hoher Qualität bedarfsorientiert am Kunden.



Umwelttechnische Anlagen unterliegen zunehmend ökonomischen und ökologischen Anforderungen, die integrierte Lösungen hinsichtlich einer ausgewogenen Technik, Funktionalität und Wirtschaftlichkeit verlangen. Wir realisieren diese Aufgaben in allen Größenordnungen und über alle Projektphasen hinweg: vom Gutachten, der Studie und der Bedarfsplanung über die Planung, Generalplanung und Baubegleitung bis hin zum Controlling, der Inbetriebnahme oder der Betriebsbetreuung. Dabei ist die Anwendung neuester wissenschaftlicher Erkenntnisse ebenso selbstverständlich wie der Einsatz innovativer Technologien. Ein interdisziplinäres Team von 120 Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern garantiert ein bedarfsorientiertes Dienstleistungsspektrum rund um die **Bereiche Kläranlagen, Kanal, Gewässer, Erschließung, Wasserversorgung, Regenwasserbehandlung, Pumpwerke, Schlamm- und Gasbehandlung sowie Energiekonzepte**. Durch die Unternehmensorganisation in Fachbereichen und Geschäftsstellen sowie moderne Projektmanagement- und Qualitätssicherungssysteme bieten wir hochwertige Ingenieurleistungen der **Bau-, Verfahrens-, Maschinen- und der Elektrotechnik sowie der Tragwerksplanung** wirtschaftlich und kostenbewusst an. Je nach Erfordernissen arbeiten wir beispielsweise in Planungsgemeinschaften mit Unternehmen benachbarter Fachgebiete, mit Forschungsgesellschaften oder mit einzelnen Spezialisten z.B. der Fachrichtungen Landschaftsarchitektur, Ökologie und Geologie zusammen.

Von den Geschäftsstellen in Deutschland und Luxemburg koordinieren wir unsere Projekte im gesamten Bundesgebiet, in der Europäischen Union, in Europa, Lateinamerika und Asien. Internationale Organisationen, der Bund, die Bundesländer, Kommunen und Wasserwirtschaftsverbände sowie namhafte Industrie-, Entwicklungs- und Investorengesellschaften übertragen uns die Lösung ihrer ingenieurtechnischen Aufgabenstellungen.



Konstruktiver Wasserbau und Hochwasserschutz

Druckschlagbelastung von Jacket-Strukturen für Offshore Windkraftanlagen durch brechende Wellen

ARASH KHANSARI¹, HOCINE OUMERACI²

¹ Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, akhansari@bbgeo.com

² Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, h.oumeraci@tu-braunschweig.de

Schlagwörter: WELLENDRUCKSCHLAG, JACKET-STRUKTUR, BRECHENDE WELLEN

1. Einführung

Unter den vielfältigen Belastungen, die auf die Jacket-Strukturen wirken, gefährden vor allem die Seegangseinwirkungen, insbesondere der Druckschlag brechender Wellen, die Standsicherheit der Konstruktion am stärksten. Daher ist eine verlässliche Ermittlung der Wellenbelastung entscheidend für die Bemessung der Jacket-Strukturen. Trotz der großen Bedeutung der Krafteinwirkung durch brechende Wellen liegen bisher in den Regelwerken und Normen für die Bemessung sowie in weiteren Publikationen noch keine Ansätze zur Abschätzung der Druckschlagbelastungen vor. Darüber hinaus sind die Auswirkungen solch extremer Wellenbelastungen sowie die einhergehenden Unsicherheiten im dynamischen Verhalten des gesamten Jacket-Bauwerkes, einschließlich des Verhaltens der Gründungspfähle, noch nicht vollständig erforscht.

Diese Studie zielt daher darauf ab, das Verständnis der Prozesse und Interaktionen zwischen Wellen und Jacket-Strukturen zu verbessern und daraus Berechnungsansätze für die Belastung dieser Offshore-Bauwerke durch Wellendruckschlag zu entwickeln. Der Stand der Wissenschaft wurde systematisch und kritisch analysiert, um die Interaktionsprozesse sowie die bisherigen Wissenslücken und Modelleinschränkungen zu identifizieren. Anschließend werden die vorliegenden Daten früherer Versuche an einer großmaßstäblichen Fachwerkskonstruktion im Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover neu analysiert, die brechenden und nicht-brechenden Wellen ausgesetzt wurde.

2. Physikalische Versuche im GWK

Die Experimente wurden im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK) in Hannover durchgeführt. Dieser Wellenkanal hat eine Länge von 309 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m (Abbildung. 1).

Für die Versuche wurde ein Ruhewasserspiegel von 4,2 m eingestellt. Eine Jacket-Struktur mit einem Durchmesser der Elemente von 0,14 m wurde in einem Abstand von ca. 197 m von der Wellenmaschine auf dem flachen Boden des Kanals eingebaut. Die Fachwerkskonstruktion wurde mit zwei Traversen befestigt, die den Kanal in der Höhe ihre Oberkante querten (Abbildung. 1).

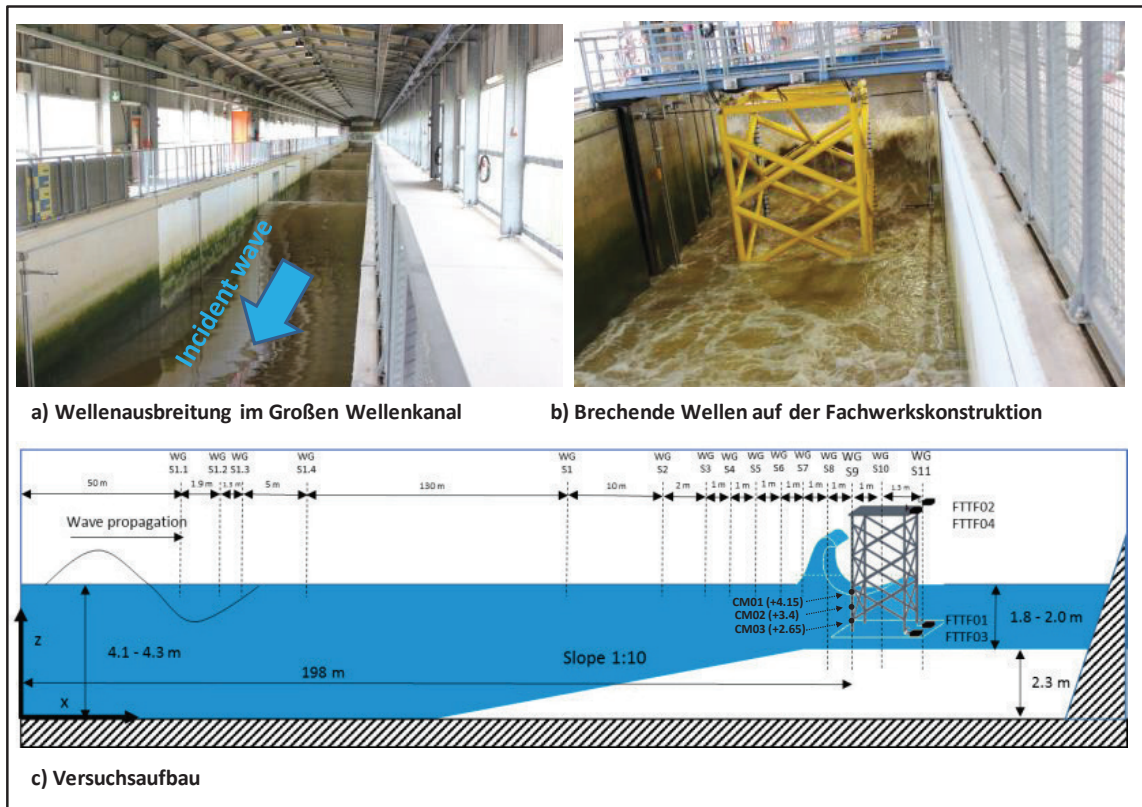


Abbildung 1: Die physikalischen Versuche im Großen Wellenkanal (GWK)

3. Klassifikation der brechenden Wellen auf GWK-Jacket

In Abbildung. 2 werden die fünf Lastfälle durch Fotos veranschaulicht. Tendenziell stimmt der abnehmende Abstand zwischen Brechpunkt und Jacket mit dem zunehmenden Abstand zwischen Wellenmaschine und Konzentrationsspunkt überein. Es besteht jedoch kein eindeutiger Zusammenhang zwischen beiden Abständen. Auch unter gleichen Vorgaben generierte Wellenpakete können zu unterschiedlichen Lastfällen führen. Die Versuche erwiesen sich als nicht exakt reproduzierbar. Grund dafür sind die sich gering verändernden Randbedingungen d.h. kleine Änderungen des Ruhewasserspiegels (im Zentimeterbereich) und unterschiedliche Störungen der ruhigen Wasseroberfläche zu Beginn eines Versuchs.

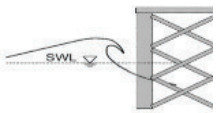

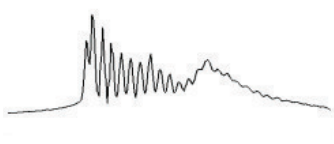
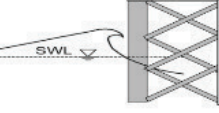

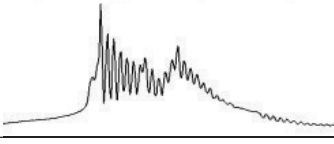
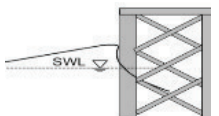


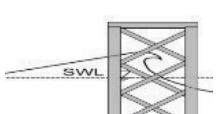

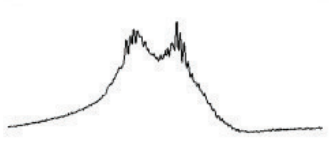
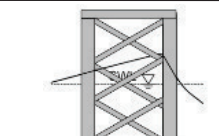


Lastfälle	Skizze	Versuche	Schematisches Signal
Lastfall 1 Welle weit vor Zylinder gebrochen			
Lastfall 2 Welle bricht vor dem Zylinder			
Lastfall 3 Welle bricht direkt am Zylinder			
Lastfall 4 Welle bricht in der Mitte der Struktur			
Lastfall 5 Welle bricht hinter der Struktur			

Abbildung 2: Eigenschaften für die unterschiedenen Lastfälle

4. Zeitreihe der brechenden Wellen auf Jacket-Strukturen

Die Datenanalyse der Experimente zusammen mit der Überwachung der Videos hat gezeigt, dass die Wasserteilchen in einem Wellenberg die Vorderseite der Struktur nicht gleichzeitig erreichen. Das Phänomen verursacht nicht nur einen Druckschlag, sondern aufeinanderfolgende lokale Druckschläge auf unterschiedlichen Elementen der Vorderseite (siehe Abbildung. 3).

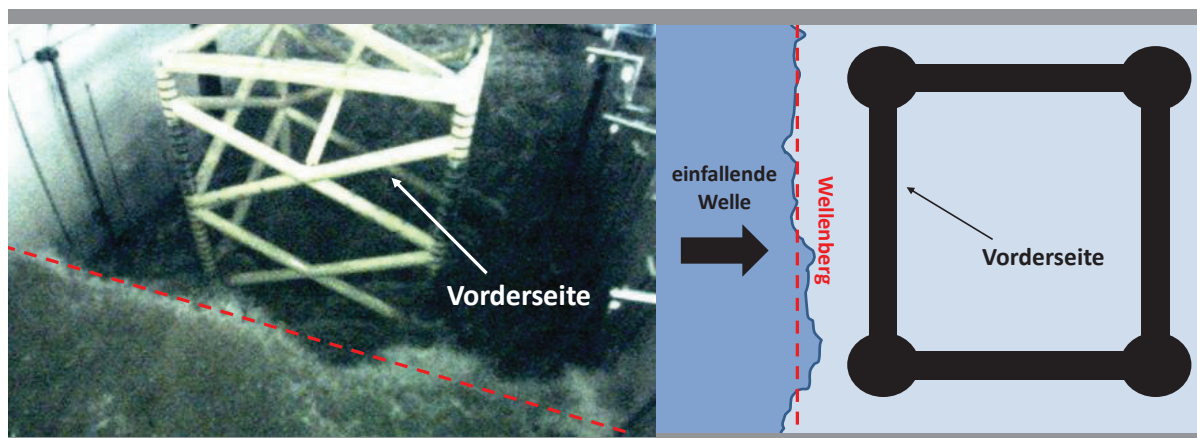


Abbildung 3: Wasserteilchen im Wellenberg in der Nähe der Vorderseite der Struktur

Der Gesamtdruckschlag auf der Vorderseite kann durch eine Überlagerung der lokalen Druckschläge auf unterschiedlichen Elementen der Vorderseite mit einer Gesamtlänge von l_{tot} unter Berücksichtigung der folgenden Schritte erreicht werden:

- i. Der gesamte Einflussbereich wird berechnet wobei der Curling-Faktor λ nach Wienke [1] mit 0,46 betrachtet wird. (Schritt 1)
- ii. Die gesamte Länge der Elemente im Einflussbereich wird diskretisiert, wobei die Länge jeder Zelle $\delta L = \frac{l_{tot}}{N_L}$ ist. (Schritt 2)
- iii. Die Zeitreihe des Druckschlags auf jede Zelle wird mit dem Modell von Wienke [1] ermittelt. (Schritt 3)
- iv. Die lokalen Druckschläge auf die Zellen werden gleichmäßig über die Gesamtdruckschlagdauer verteilt. (Schritt 4)
- v. Der tatsächliche Gesamtdruckschlag wird berechnet, indem die verteilten lokalen Druckschläge über die gesamte Druckschlagdauer überlagert werden. (Schritt 5)
- vi. Die geglättete Zeitverlaufsfunktion des Gesamtdruckschlags wird erhalten. (Schritt 6)

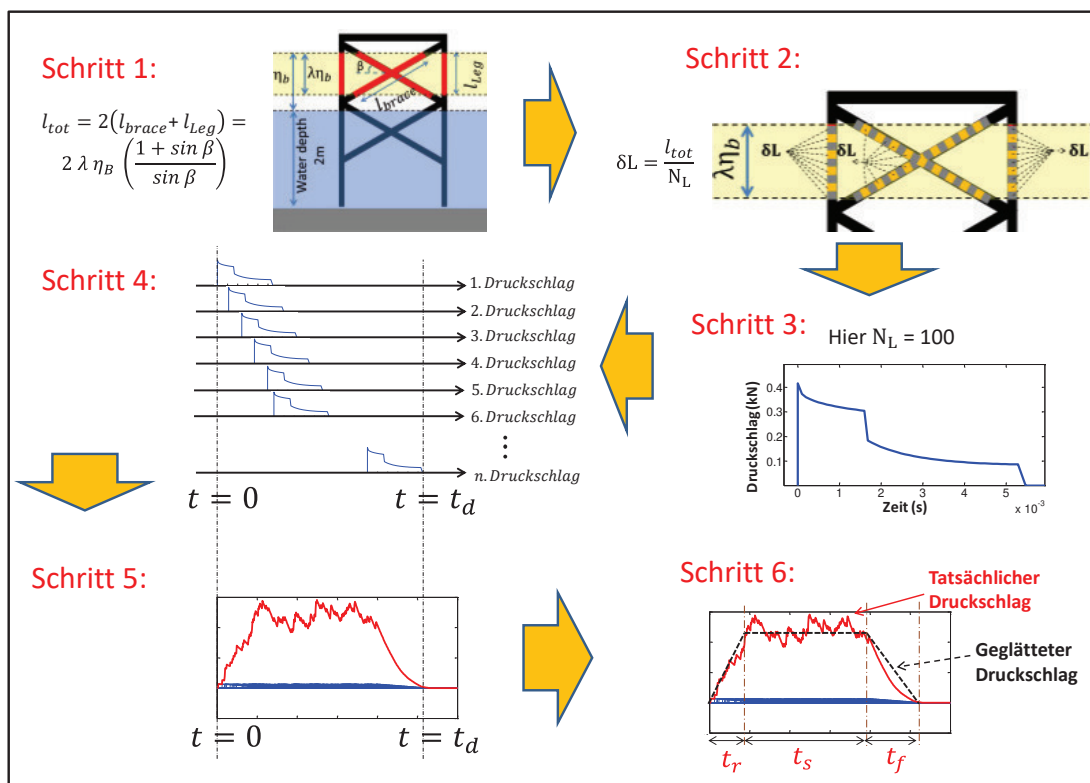


Abbildung 4: Zeitverlauf des Wellendruckschlags auf der Vorderseite der Jacket-Strukturen

5. Vergleich der Berechnungsansätze für den zweidimensionalen Druckschlag

Die Anwendung der verschiedenen theoretischen Beschreibungen des Druckschlags im zweidimensionalen Fall zeigt, dass der Zeitverlauf der Linienkraft nur eingeschränkt zu ermitteln ist.

Die gewonnenen Erkenntnisse zeigen, dass die bestehenden Ansätze zur Abschätzung der Druckschlagbelastungen auf einzelne schlanke Pfähle nicht für Jacket-Strukturen angewendet werden können. Die bestehenden Berechnungsansätze (z. B. [1], [2], [3] und [4]) führen zu wesentlich höheren Spitzenbelastungen bei gleichzeitig kürzerer Einwirkungsdauer als die Daten, die im Großen Wellenkanal gemessen wurden.

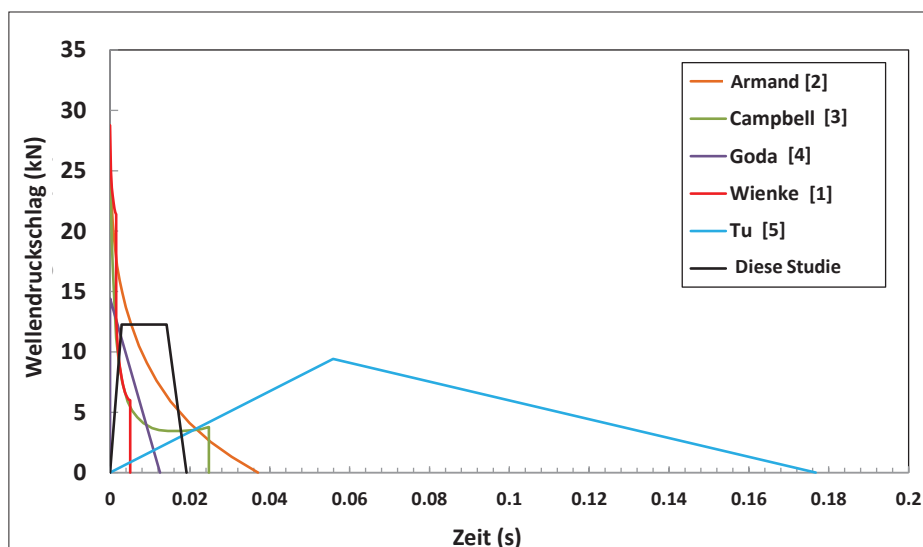


Abbildung 5: Zeitverlauf der Linienkraft für die verschiedenen Theorien

6. Ausblick

Der Wellendruckschlag wurde in Abhängigkeit der Wellenfortschrittsge-
schwindigkeit berechnet. Bei den experimentellen Untersuchungen im Großen
Wellenkanal (GWK) traten die einfallenden Wellen immer senkrecht zur Vor-
derseite der Struktur. Der Einfluss des Wellenangriffswinkels auf den Wellen-
druckschlag wurde in dieser Studie nicht untersucht.

Die Elemente der Jacket-Strukturen sind relativ eng aufgebaut, sodass die
Wellenlast die auf ein einzelnes schlankes Element wirkt durch die benachbar-

ten Elemente deutlich beeinflusst werden kann. Die Auswirkung danebenstehenden Elementen auf die Wellenbelastung eines einzelnen Elements wurde noch nicht untersucht.

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Doktorand/Stipendiat mit der finanziellen Unterstützung von DAAD (Deutscher Akademischer Austauschdienst) am Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI).

Referenzen

- [1] Wienke, J; Oumeraci, H (2005): Breaking wave impact force on a vertical and inclined slender pile-theoretical and large-scale model investigations. *Coastal engineering*, 52(5), 435-462.
- [2] Armand, J L; Cointe, R (1986): Hydrodynamic Impact Analysis of a Cylinder. The 5th Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE) Conference. Tokyo, Japan.
- [3] Campbell, I; Weynberg, P A (1980): Measurement of Parameters Affecting Slamming. *Technology Reports* 440. Southampton University, Wolfson Unit for Marine Technology.
- [4] Goda, Y; Haranaka, S; Kitahata, M (1966): Study on impulsive breaking wave forces on piles. *Report Port and Harbour Technical Research Institute*, 6, 1-30.
- [5] Tu, Y; Cheng, Z; Muskulus, M (2018): Global slamming forces on jacket structures for offshore wind applications. *Marine Structures*, 58, 53-72.

Herausforderung fester Wehre an Bundeswasserstraßen

JENNIFER MERKEL¹, MICHAEL GEBHARDT¹, FABIAN BELZNER¹, CARSTEN THORENZ¹

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, Referat W3 Wasserbauwerke, Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe, Deutschland, jennifer.merkel@baw.de

Schlagwörter: FESTE WEHRE, STREICHWEHR, LABYRINTH-WEHR

1. Allgemeine Informationen

Bei etwa 60 % der Wehranlagen außerhalb des Kernnetzes der Bundeswasserstraßen, d.h. Bundeswasserstraßen ohne nennenswerte Bedeutung für den Güterverkehr, ist in den nächsten 10 Jahren mit einem Ersatzneubau oder einer Instandsetzung zu rechnen. Mit dem Ziel die Ressourcen für Bau, Betrieb und Unterhaltung künftig zu konzentrieren, führte dies zur Überlegung, bestehende bewegliche Wehre außerhalb des Kernnetzes möglichst durch FESTE WEHRE zu ersetzen. In Frage kämen hierbei Streichwehre oder Sohlengleiten, aber auch die in Deutschland wenig genutzten Labyrinth-Wehre. Neben der Vorgabe, die Wasserstände so wenig wie möglich zu verändern, spielt die Ökologie, insbesondere die ökologische Durchgängigkeit, eine bedeutende Rolle, um die festgelegten Ziele der europäischen Wasserrahmenrichtlinie zu erreichen. Am Beispiel des größten Flusses in der Lüneburger Heide, der Ilmenau, werden die Möglichkeiten zur Umgestaltung sowie die Einsatzgrenzen der betrachteten Wehrtypen dargestellt.

2. Überströmte Wehre

Ein Kontrollbauwerk ist dadurch gekennzeichnet, dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Abfluss und der Wassertiefe im Oberwasser besteht, welcher von der Geometrie, den Fluideigenschaften und der Art der Anströmung bestimmt wird. Der Abfluss über ein Kontrollbauwerk kann als freier oder rückgestauter Abfluss erfolgen. Freier Abfluss liegt dann vor, wenn der Oberwasserstand lediglich von der Geometrie des Bauwerks und der Anströmgeschwindigkeit, nicht aber vom Unterwasserstand abhängig ist. Der Abfluss Q [m³/s] kann in diesem Fall mit der Formel von Du Buat (Gl. 1) beschrieben werden:

$$Q_{frei} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{\frac{3}{2}}$$

Gl. 1

mit μ = Überfallbeiwert [-]
 B = Überfallbreite [m]
 g = Erdbeschleunigung [m/s²]
 H_0 = Oberwasserenergiehöhe bei freiem Abfluss [m]

Mit steigendem Unterwasserstand kommt es bei gleich bleibendem Abfluss sukzessive zu einer Beeinflussung der Energiehöhe im Oberwasser H_1 [m] bis sich diese schließlich der Energiehöhe im Unterwasser H_2 [m] annähert. Die Formel nach Du Buat wird dazu häufig um einen zusätzlichen Faktor, den Abminderungskoeffizient σ_{uv} [1], erweitert.

3. Auswahl möglicher Wehrtypen

Im Bundeswasserstraßennetz sind unter den festen Wehren am häufigsten STREICHWEHRE zu finden. Aufgrund ihrer schrägen Ausrichtung im Gewässer und der damit verbundenen längeren Überfallkrone wird bei vollkommenem Überfall eine höhere Abflussleistung im Vergleich zu senkrecht angeströmten festen Wehren der gleichen Gerinnebreite erzielt (Abbildung 1, Mitte). Die hydraulische Eigenschaft dieser Wehrtypen ist komplex. Zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Streichwehren sind in der Literatur mehrere Berechnungsansätze zu finden, wie beispielsweise in Schmidt [2] und Hager [3].

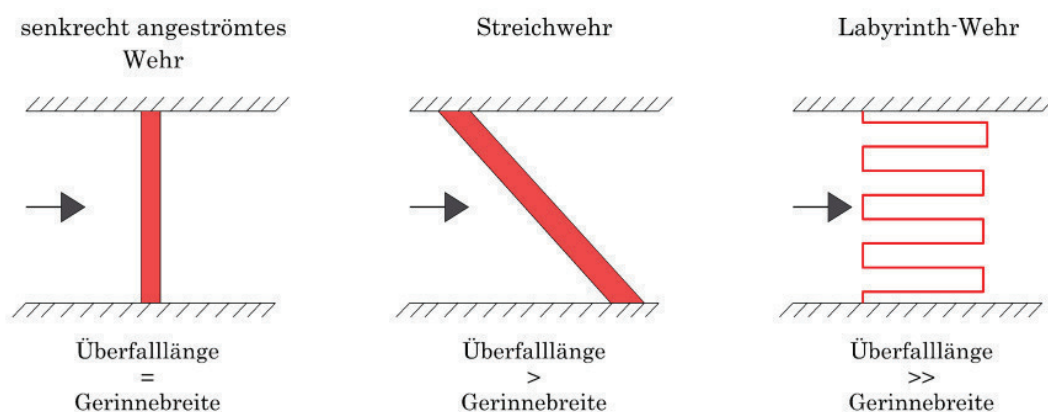


Abbildung 1: Vergleich der Überfalllängen zwischen einem senkrecht angeströmten Wehr (links), einem Streichwehr (Mitte) und einem Labyrinth-Wehr (rechts)

Ein LABYRINTH-WEHR, ist eine weitere Möglichkeit bei gleicher Gerinnebreite die Abflussleistung zu erhöhen. Durch die im Grundriss gefaltete Wehrkrone lässt sich die Überfalllänge auf ein Vielfaches der lichten Weite erhöhen (Abbildung

1, rechts). Vor allem bei kleinen Überströmungshöhen ermöglicht dieser Wehrtyp eine vier- bis fünffach höhere Abflussleistung. Derartige Wehre finden sich hauptsächlich an Talsperren als Hochwasserentlastungsanlage.

4. Gegenständliche Modelluntersuchungen

Zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit bei freiem und rückgestautem Abfluss wurden in der BAW Modelluntersuchungen an Streichwehren und Labyrinth-Wehren für verschiedene Unterwasserstands-Abfluss-Beziehungen durchgeführt (Abbildung 2). Der gegenständliche Versuchsstand wurde hierbei auf Basis der Froude-Ähnlichkeit konzipiert. Die Variation der relevanten Einflussgrößen erfolgte durch Veränderung von Zufluss und Unterwasserstand. Für weitere Details zu den Modelluntersuchungen wird auf Belzner et al. [4] verwiesen.



Abbildung 2: Streichwehr-Modell (links) und rechteckförmiges Labyrinth-Wehr-Modell (rechts), Blick vom Unterwasser

5. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Der Überfallbeiwert μ wurde für die zwei untersuchten Geometrien mit Gleichung 1 ermittelt, wobei darauf hinzuweisen ist, dass die lichte Weite und nicht die Abwicklungslänge als Überfalllänge verwendet wird. Diese Annahme ist üblich und auch aus ingenieurpraktischer Sicht sinnvoll, da die lichte Weite für die Planung maßgeblicher ist als die Abwicklungslänge.

In Abbildung 3, links, ist der Überfallbeiwert μ bei freiem Abfluss in Abhängigkeit von Oberwasserenergiehöhe H_0 zur Wehrhöhe P dargestellt. Bei gleicher lichter Weite erweist sich vor allem bei kleinen Überfallhöhen das Labyrinth-Wehr aufgrund der großen Überfalllänge als am leistungsfähigsten. Bei größeren Abflüssen nimmt die Leistungsfähigkeit ab. Der Grund hierfür ist eine gegenseitige Beeinflussung der Überfallstrahlen und der sich daraus ergebende lokale Rückstau einfluss [5]. Für große Überfallhöhen ergibt sich eine ähnliche Leistungsfähigkeit wie beim Streichwehr. Weiterhin fällt auf, dass

der Überfallbeiwert für $H_0/P < 0,15$ kleiner wird. Die Oberwasserenergiehöhe liegt hier bei $H_0 < 0,03$ m, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Ergebnisse durch Modelleffekte (Oberflächenspannung, Zähigkeit) verfälscht sind [6].

Abbildung 3, rechts, zeigt den Zusammenhang zwischen dem Abminderungskoeffizienten σ_{uv} und den dimensionslosen Energiehöhen im Ober- und Unterwasser bei rückgestautem Abfluss. Es zeigt sich, dass sich ein Streichwehr etwa wie ein breitkroniges Wehr verhält und weniger auf den Unterwasserstand reagiert. Bei Labyrinth-Wehren hingegen macht sich der Rückstau einfluss früher bemerkbar. Somit sind Labyrinth-Wehre vor allem an Standorten mit geringem Rückstau einfluss vorteilhaft.

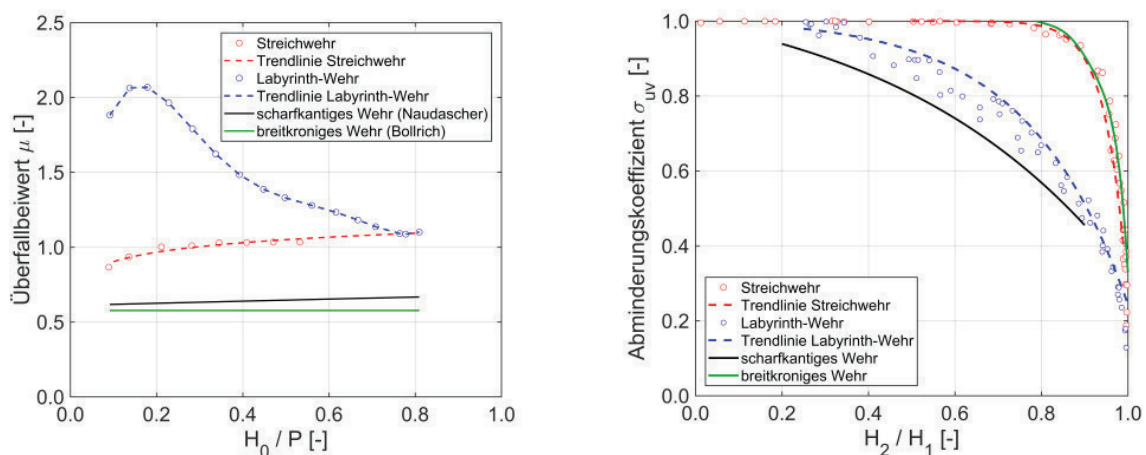


Abbildung 3: Leistungsfähigkeit bei freiem (links) und Abminderung bei rückgestautem (rechts) Abfluss

6. Fallstudie am Beispiel der Staustufe Bardowick (Ilmenau)

Die Ilmenau ist ein südlicher Nebenfluss der Elbe und gleichzeitig der größte Fluss in der Lüneburger Heide. Die Staustufe Bardowick ist die erste der drei Staustufen zwischen Lüneburg und Winsen, die über eine Schleuse, ein Nadelwehr (Abbildung 4, links) und einen integrierten Beckenfischpass verfügt. Sowohl vom technischen Standard als auch von der Bausubstanz her ist die Anlage als sanierungsbedürftig einzustufen. Die Schleuse ist bereits außer Betrieb gesetzt. Die Nadeln des weit über 80 Jahre alten Wehres werden bis dato im Winterhalbjahr bei geringen Lufttemperaturen oder bei Hochwassergefahr durch das Betriebspersonal händisch gezogen, wodurch die Wasserstände im Winter niedriger sind als im Sommer (Abbildung 5).

Bei der Staustufe Bardowick handelt es sich um eine mehrachsige Anlage, bei der sich die Schleuse in einem Durchstich einer Schlinge und das Nadelwehr im alten Gewässerbett der Ilmenau befinden.



Abbildung 4: Nadelwehr (links) und Visualisierung eines Labyrinth-Wehres (rechts) an der Staustufe Bardowick

Da die Staustufe den Wasserstand der Ilmenau im Stadtgebiet Lüneburg beeinflusst, geben die wasserwirtschaftlichen Randbedingungen vor, die derzeitigen Wasserstände möglichst wenig zu verändern, um beispielsweise Grundwasserabsenkungen und mögliche Schäden an historischen Gebäuden der Stadt zu vermeiden. Auf Basis der Modellergebnisse wurden für den Standort mehrere Varianten mit Streichwehr oder Labyrinth-Wehr untersucht. Zur Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit wurden die festen Wehre mit einer Sohlengleite, einem Umgehungsgerinne oder einem technischen Fischpass kombiniert. Die Wehrhöhe wurde so variiert, dass der Oberwasserstand mit dem festen Wehr im Vergleich zum Ist-Zustand einerseits bei Hochwasser nicht überschritten und andererseits bei Niedrigwasser möglichst wenig unterschritten wird. Da die Staustufe Bardowick wenig rückstaubeinflusst ist, konnte gezeigt werden, dass ein Labyrinth-Wehr (Abbildung 4, rechts) deutliche Vorteile gegenüber einem Streichwehr aufweist. Aufgrund der größeren Überfalllänge und damit höheren Abflussleistung ergeben sich geringere Oberwasserstände für das Labyrinth-Wehr (Abbildung 5). Dies hat zur Folge, dass die Wehrhöhe des Labyrinth-Wehres größer gewählt und damit auch im Niedrigwasserfall der Oberwasserstand besser gestützt werden kann.

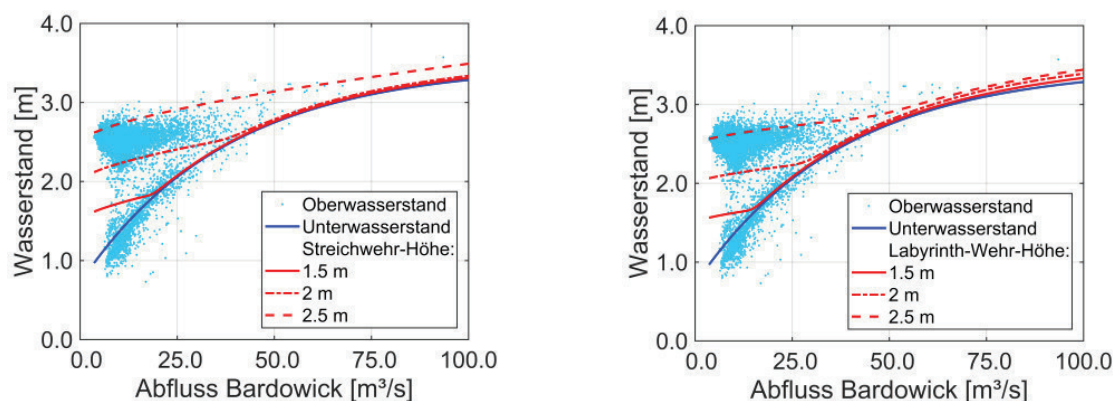


Abbildung 5: Vergleich unterschiedlicher Wehrhöhen und resultierenden Schlüsselkurven für die Staustufe Bardowick: Streichwehr (links) und Labyrinth-Wehr (rechts)

7. Fazit

Feste Wehre können eine wirtschaftliche Alternative zu beweglichen Wehren sein, insbesondere dort, wo die Anforderungen an Mindestwasserstände gesenkt und eine gewisse Variabilität der Wasserstände in Kauf genommen werden können. Anhand der gegenständlichen Modellversuche konnte gezeigt werden, dass bei geringen Abflüssen und freiem Überfall Labyrinth-Wehre am leistungsfähigsten sind. Bei großen Abflüssen und unvollkommenem Überfall zeigen Streichwehre jedoch Vorteile. Weitere Informationen zu Streichwehren und Labyrinth-Wehren finden sich auf der BAWiki Internetseite [7].

Referenzen

- [1] Schmidt, Martin (1957): Gerinnehydraulik, Wiesbaden Bauverlag.
- [2] Schmidt, Martin (1954) Zur Frage des Abflusses über Streichwehre: Eine kritische Betrachtung der bekanntesten Berechnungsverfahren und Versuche im Zusammenhang mit eigenen Versuchen. Technische Universität Charlottenburg. 41.
- [3] Hager, Willi H. (1987) Lateral Outflow Over Side Weirs. Journal of Hydraulic Engineering. [Online] 113 (4), 491–504. Available from doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:4(491).
- [4] Belzner, Fabian; Merkel, Jennifer; Gebhardt, Michael; Thorenz, Carsten (2017): Piano Key and Labyrinth Weirs at German Waterways: Recent and Future Research of the BAW. In: Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 167–174.
- [5] Crookston, Brain M.; Tullis, Blake P. (2012): Labyrinth Weirs: Nappe Interference and Local Submergence. In: Journal of Irrigation and Drainage Engineering 138, Nr. 8, S. 757-765.
- [6] Kobus, Helmut (1978): Wasserbauliches Versuchswesen. In: Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Nr. 39.
- [7] BAWiki: <http://wiki.baw.de>, Wiki-Seite der Bundesanstalt für Wasserbau, zuletzt geprüft am 09.07.2018

Möglichkeiten und Grenzen im Zusammenhang mit überhöhten physikalischen Modellen am Beispiel der Nutzungen im Bereich des Oberen Wöhrder Sees

CLAUDIA BELLMANN¹, CARLA AHLERS¹, MAX HEB¹, MICHAEL KÖGEL¹, SEBASTIAN DÜRR¹

¹ *Technische Hochschule Nürnberg Georg Simon Ohm, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, info@iwwn.de*

Schlagwörter: HYBRIDE MODELLIERUNG, ÜBERHÖHTE PHYSIKALISCHE MODELLIERUNG

1. Einleitung

Im Osten Nürnbergs mündet die Pegnitz in den Oberen Wöhrder See, welchem ein Sedimentationsbecken, der sogenannte Sandfang, vorgeschaltet ist. Dieser erstreckt sich in südwestlicher Richtung über eine Länge von rund 280 m und ist gegenwärtig durch ein festes, breitre Kroniges Wehr vom anschließenden Wöhrder See abgegrenzt. Im Rahmen der ökologischen Aufwertung dieses Gewässerabschnittes planen die Stadt Nürnberg und die bayrische Umweltverwaltung / das Wasserwirtschaftsamt Nürnberg (WWA-N) mehrere Umgestaltungsmaßnahmen. Im Zulaufbereich des Sedimentationsbeckens ist beispielsweise eine Anpassung der Abflussaufteilung in ein Seitengerinne der Pegnitz vorgesehen. Die genannte Wehranlage soll wiederum zu einem Kombinationsquerbauwerk umstrukturiert werden. Auf dessen westlicher Seite ist die Implementierung eines Raugerinne-Beckenpasses (RGBP) beabsichtigt, durch welchen die ökologische Durchgängigkeit im Gewässerabschnitt sichergestellt werden soll. Weiterhin wird die Möglichkeit geprüft, an der östlichen Seite des Wehres eine Kleinwasserkraftanlage (KWKA) zu installieren und wirtschaftlich zu betreiben. Auch soll der Einlaufbereich eines seitlichen Umgehungsgerinnes (Seitenarm (SA) der Pegnitz) zu Beginn des Sandfangs eine bauliche Umgestaltung erfahren, um zukünftig sowohl eine Mindestwasserführung wie auch einen maximal beschränkten Abfluss im Hochwasserfall zu garantieren.

Die Wirkungen der vorhandenen sowie geplanten wasserbaulichen Anlagen im Bereich des Sandfangs am Oberen Wöhrder See sollten vor Beginn der Bauausführung modellhaft begutachtet werden. Dieser Beitrag skizziert die Umsetzung des gewählten Modellansatzes und beschreibt dabei die Herausforderungen und die Lösung von komplexen hydraulischen Problemstellungen bei der Nutzungserweiterung im Bereich des Oberen Wöhrder Sees.

2. Modellkonzeption

Zur Beurteilung der hydraulischen Wirkungsweise von baulichen Veränderungen an gewässerbezogenen Einrichtungen eignen sich Modellversuche, die sowohl physikalisch und/oder numerisch aufgebaut sein können. Physikalische Modellierungen finden dann Anwendung, wenn theoretische Lösungsmöglichkeiten zur Beurteilung schwer erfassbarer Strömungsverhältnisse fehlen oder eine Visualisierung im Rahmen der öffentlichen Beteiligung bzw. eine Ergänzung theoretischer Berechnungsansätze für notwendig erachtet werden. Im Besonderen werden sie erforderlich, wenn mehrdimensionale Strömungsverhältnisse, eine mehrfache Aufteilung des Abflusses oder stark turbulente Strömungen zu bestimmen bzw. zu prognostizieren sind. Alternativ bzw. zusätzlich zur physikalischen Modellierung kann auch eine hydrodynamisch-numerische Modellierung erfolgen. Werden numerische und physikalische Ergebnisse kombiniert erhoben, wird diese Form der Untersuchung als hybride Modellierung bezeichnet. Diese zeigte sich als geeignetes Werkzeug, um die anschließend aufgeführten Fragestellungen in dem vorgestellten Projekt überlagernd bzw. ergänzend zu beantworten. Im Fokus der Untersuchungen standen dabei drei wesentliche Aspekte:

1. Ermittlung und Bewertung der Auswirkungen durch die zusätzlichen Einbauten im Wehrbereich, Fischaufstiegsanlage (FAA) und KWKA, auf die Abflussaufteilung bei definierten Zuflüssen
 - Welche Abflussaufteilung stellt sich zwischen FAA und Wehr ein und wie verändert der Betrieb der KWKA die Abflusssituation am Querbauwerk?
2. Nachweis der Funktionsfähigkeit der FAA bei unterschiedlichen Abflussszenarien
 - Welche Geschwindigkeitsverteilung ergibt sich in der Strömung durch den RGBP?
 - Ist die Funktionsfähigkeit der FAA durch den Betrieb der KWKA gefährdet?
3. Bestimmung einer neuen Gerinnegeometrie im Zuge von Umgestaltungsmaßnahmen am Einlauf des seitlichen Umgehungsgewässers
 - Welche Gerinnegeometrie sichert eine aus ökologischer Sicht erforderliche Mindestspeisung des Seitenarms mit $2 \text{ m}^3/\text{s}$?
 - Welches Regelorgan ermöglicht die Durchgängigkeit für aquatische Lebewesen im Gewässer bei ebenso beabsichtigter Treibgutabfuhr im Hochwasserfall?

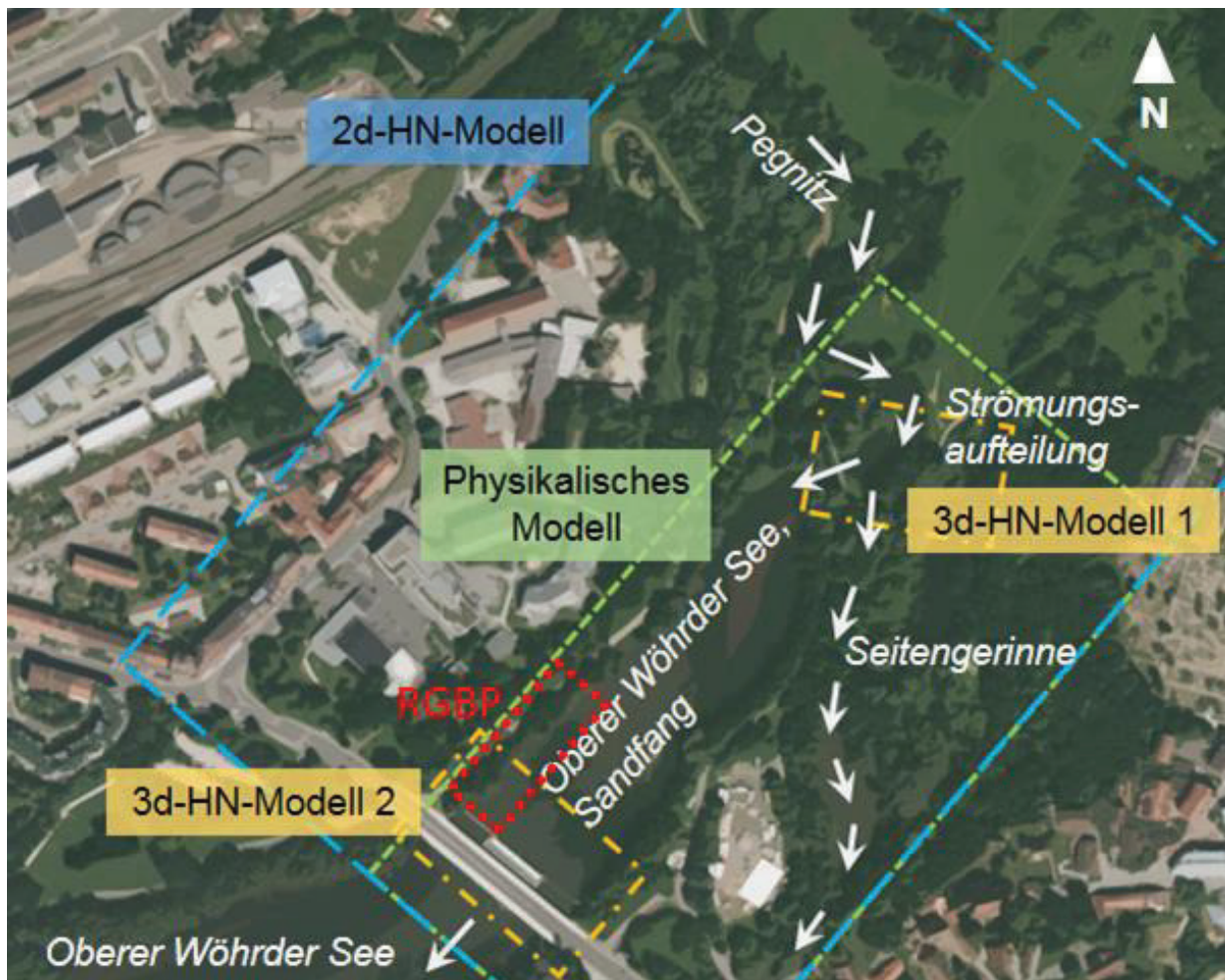


Abbildung 1: Lage und Ausdehnung der einzelnen Modelle im Bereich des Oberen Wöhrder Sees (Quelle Orthofoto: GeoportalBayern [1], bearbeitet)

Der hybride Modellierungsansatz zur Untersuchung der genannten Fragestellungen, welcher anhand der Lage und Ausdehnung der einzelnen Modelle in Abbildung 1 gezeigt ist, sah daher vor:

- ein 2d-HN-Modell zu erstellen, welches zur Ermittlung der Randbedingungen für die 3d-HN-Modelle an der Ausleitung des Seitengerinnes sowie dem Kombinationsquerbauwerk diene, wie die Autoren in [2] näher beschreiben.
- zwei 3d-HN-Modelle für die Bereiche 1 und 2 anzufertigen, mit welchen die turbulenten Strömungsverhältnisse abgebildet sowie durch Änderungen der Geometrie jeweils verschiedener Varianten untersucht werden konnten.
- einen physikalischen Modellversuchsstand zu errichten, durch welchen eine Visualisierung der Strömung und sowie eine Ermittlung der Wasseraufteilung vom Bereich der Ausleitung des Seitengerinnes über den Sandfang bis zum Oberen Wöhrder See stromab des Wehres umgesetzt wurde.

3. Physikalische Modellierung

Für den Bau des Modells im Labor für Wasserbau der Technischen Hochschule Nürnberg stand eine 16 m lange und 2,20 m breite Rinne zur Verfügung, siehe Abbildung 2.

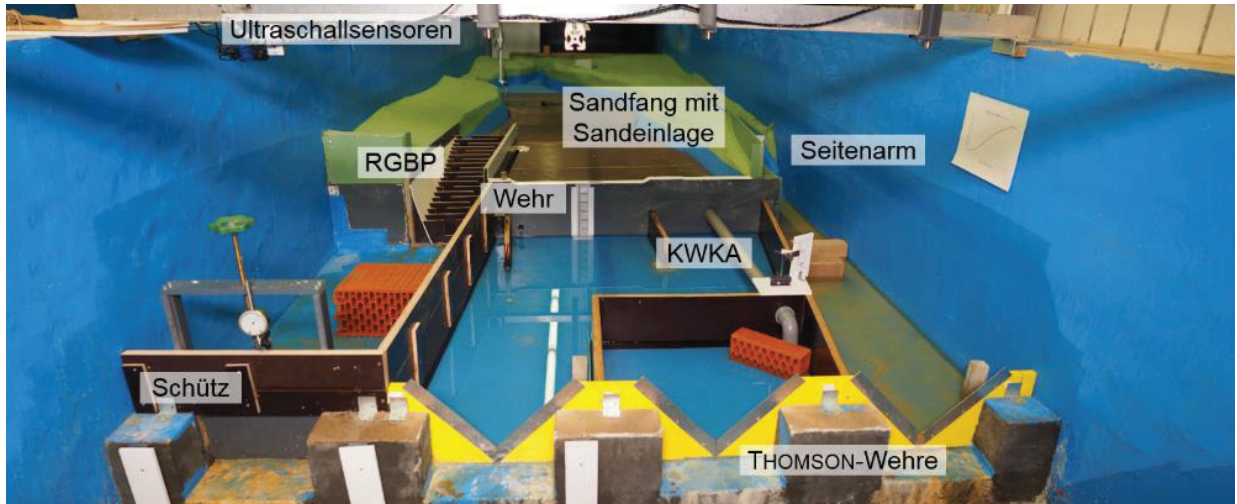


Abbildung 2: Physikalischer Modelversuchsstand mit unterströmtem Schütz und THOMSON-Wehren am Ende des Modells zur Ermittlung der Abflussaufteilung

Aufgrund dieser Abmessungen waren bei der gegenständlichen Nachbildung eines langen Flussabschnittes im Modell äußerst kleine Wasserstände und Fließtiefen zu erwarten. Oberflächenspannungen und Reibungskräfte wären in diesem Fall nicht mehr zu vernachlässigen [3], sodass der Versuchsstand überhöht bzw. als verzerrtes Froude-Modell mit einem Überhöhungsfaktor umgesetzt wurde.

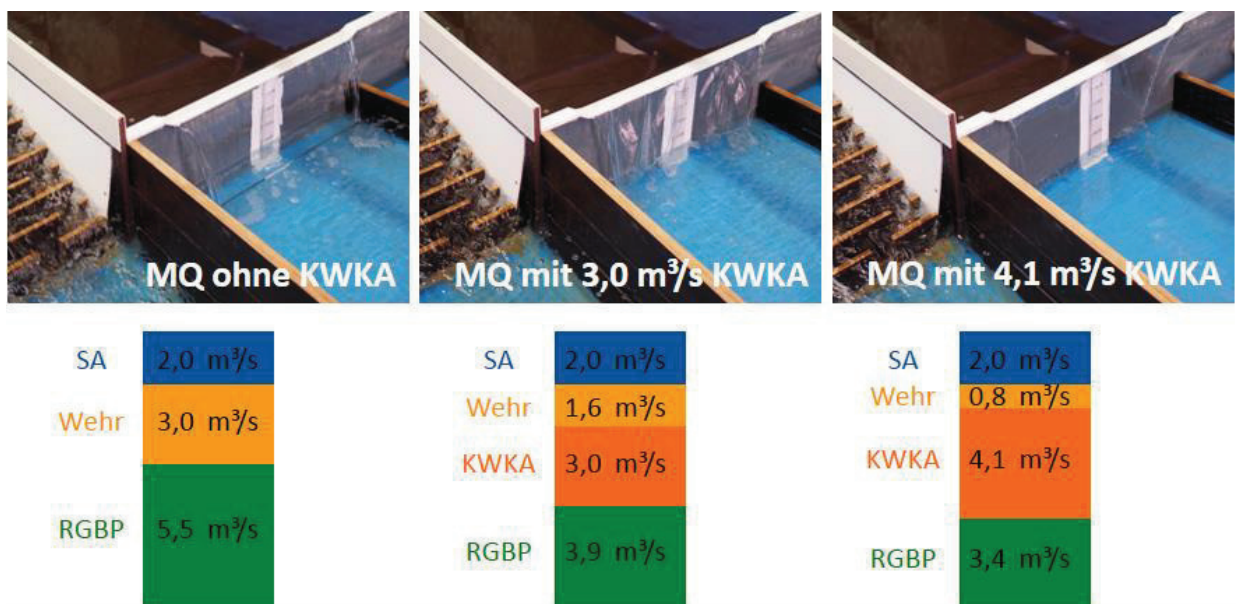


Abbildung 3: Ergebnisse des physikalischen Modelversuchs bei Mittelwasserverhältnissen

Gewählt wurde der Modellmaßstab $1 : ML = 1 : 60$ mit einem Überhöhungsfaktor $n = 5$. Die geometrischen Ähnlichkeiten gehen damit verloren und die Geschwindigkeitsverteilungen über den Querschnitt entsprechen nicht mehr den Naturverhältnissen. Jedoch konnte anhand des physikalischen Modells die Abflussaufteilung bei der Nutzungserweiterung mit RGBP bestimmt und der Einfluss der KWKA verdeutlicht werden, siehe Abbildung 3.

4. 3d-CFD-Modellierung

Für den Nachweis der Funktionsfähigkeit der FAA wurde eine stilisierte Modellgeometrie des RGBP entwickelt und als 3d-HN-Modellierung mittels der Open-Source Bibliothek OpenFOAM® umgesetzt. Die Realisierung der numerischen Berechnungen erfolgte mittels eines LES (Large-Eddy-Simulation) Turbulenzansatzes, wonach die größeren Wirbel direkt numerisch berechnet und nur kleinskalige Turbulenzen modelliert werden. Auf diesem Weg konnten die turbulenten Verhältnisse, wie sie in den Becken der FAA zu erwarten sind, möglichst naturnah abgebildet werden.

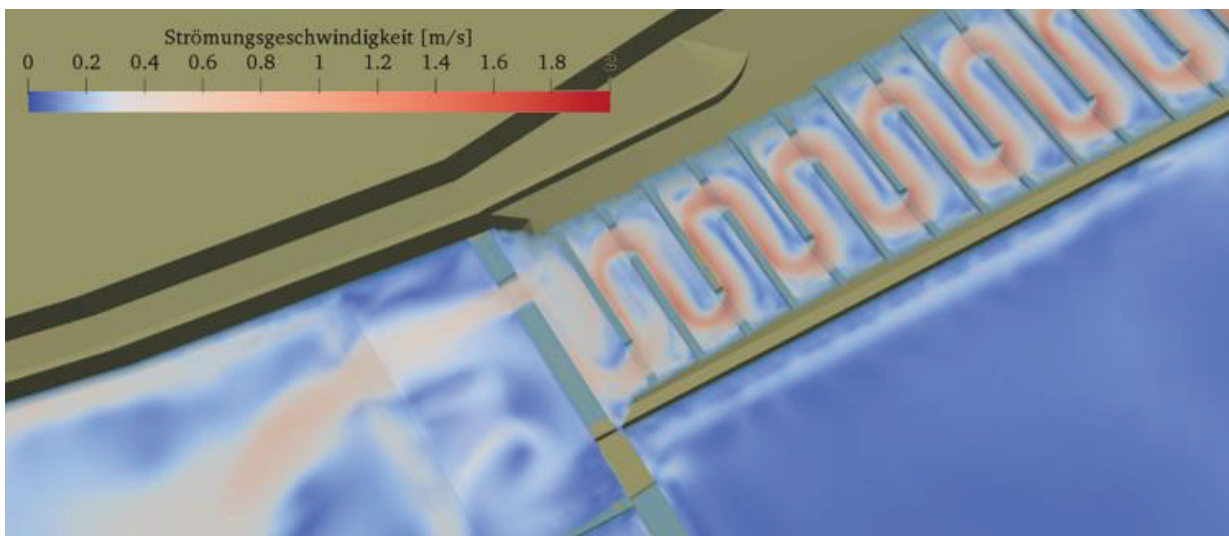


Abbildung 4: Volumenrendering der Fließgeschwindigkeiten in den Becken der Fischaufstiegsanlage mit Wasserspiegellage als transparente Iso-Fläche

In Abbildung 4 sind in einem Modellausschnitt die hydraulischen Verhältnisse in der Beckenstruktur des RGBP für den Mittelwasserabfluss der Pegnitz von $MQ = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellt. Die Betrachtung der Geschwindigkeitsverteilung in den Becken zeigte, dass die zulässige maximale Fließgeschwindigkeit für Fischaufstiegsanlagen im Lebensraum Bach von $1,5 - 2 \text{ m/s}$ [4] nur knapp erreicht, jedoch an keiner Stelle überschritten wurden. Dieses Kriterium betreffend konnte die Durchwanderbarkeit der Anlage als gewährleistet angenommen werden. Weiterhin ist deutlich die Ausbildung der Leitströmung in den

Seebereich hinein erkennbar, die für das Auffinden des Wanderkorridors entscheidend ist und damit einen zweiten wichtigen Grundparameter für die Funktionsfähigkeit einer FAA darstellt.

5. Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag beschreibt auszugsweise die Vorgehensweise und Ergebnisse der umfangreichen physikalischen und numerischen Modellierungen für die geplanten Nutzungsänderungen im Bereich des Oberen Wöhrder Sees. Zur Lösung der komplexen hydraulischen Problemstellungen bei der Nutzungserweiterung am Oberen Wöhrder See wurde der physikalische Modellversuch durch numerische Modellierungen, bestehend aus 2d- und 3d-HN-Modellen, ergänzt. Damit war eine hybride, sich überlagernde und ergänzende Modellierung gegeben sowie eine detailgetreue und für die unterschiedlichen Bemessungsaufgaben funktionale Beschreibung des Untersuchungsgebietes gewährleistet.

Danksagung

Die Autoren danken den MitarbeiterInnen des Wasserwirtschaftsamtes Nürnberg für die angenehme und konstruktive Zusammenarbeit sowie dem Team des IWWN und den Studierenden für den Einsatz beim Bau des physikalischen Modells und die Unterstützung bei der Projektrealisierung.

Referenzen

- [1] GeoportalBayern (2017): www.geodaten.bayern.de, Landesamt für Digitalisierung, Breitband und Vermessung, München.
- [1] Bellmann, Claudia et.al. (2018): Hybride Modellierung der Nutzungen im Bereich des Oberen Wöhrder Sees. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen. Wasserbauwerke im Bestand – Sanierung, Umbau, Ersatzneubau und Rückbau. Heft 60. Dresden, Seiten 259-268.
- [2] Martin, Helmut (Hrsg.); Pohl, Reinhard (Hrsg.) (2015): Technische Hydraulik 4. Hydraulische und numerische Modelle. 3., überarbeitete Auflage. Berlin, Seite 31.
- [3] BMLFUW (2012): Leitfaden zum Bau von Fischeufstiegshilfen. Wien, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

Neue Werkstoffe im Flussdeichbau (qualifizierte) Bodenverbesserung im Wasserbau

SIRKO LEHMANN¹

¹ *TU Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft/Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, S.Lehmann@wb.tu-darmstadt.de*

Schlagwörter: DÄMME, DEICHE, FLUSSDEICHE, QUALIFIZIERTE BODENVERBESSERUNG

1. Grundlagen zur Bodenverbesserung im Wasserbau

Die Thematik der Boden-/Baugrundverbesserung ist keinesfalls neu. Sie wird bereits seit vielen Jahren im Bereich der Geotechnik und dort speziell im Bereich der Verkehrswege und der Gründungen eingesetzt. Aus diesem Grund gibt es zahlreiche Regelwerke, die sich mit dieser Technologie beschäftigen [6, 7]. Dem Wasserbau ist diese Technologie nicht fremd, so wurde bereits im Jahr 1977 ein vorläufiges Merkblatt zur Stabilisierung des Bodens mittels Zement [8] herausgegeben. Die für den Wasserbau wichtigen geohydraulischen Prozesse und Wechselwirkungen mit dem bindemittelverstärkten Boden sind trotzdem noch relativ unbekannt.

Bei der Bodenverbesserung wird das anliegende Erdmaterial mittels Bindemittel (Zement und/oder Kalk)¹ verfestigt. Es entsteht ein widerstandsfähigerer monolithischer Baustoff. Dieser weist eine erhöhte Scherfestigkeit (φ' und c') und eine höhere Steifigkeit (E_s) auf. Gleichzeitig wird das chemische Milieu des Bodens etwas alkalischer und das Korngefüge verändert². Damit einhergehend ändert sich die Permeabilität (k_f -Wert) und die Verdichtbarkeit des Bodenmaterials. Letztere Prozesse sind direkt voneinander abhängig. Daher kann hier keine allgemeingültige Aussage über die Durchlässigkeit des stabilisierten Bodens getroffen werden. Dies gilt im Besonderen bei der Verwendung eines Mischbinders³. Es gibt Hinweise darauf, dass ein rein mit Kalk verbesserter

¹ Je bindiger das Ausgangsmaterial, desto mehr Kalk wird eingesetzt und anders herum.

² Kalk bricht den bindigen Boden auf und ‚verklumpt‘ diesen, während Zement eine Zementsteinmatrix um die Bodenpartikel/-klumpen bildet.

³ Eine Mischung von Kalk und Zement wird oft eingesetzt, um den bestmöglichen Verbesserungsgrad des Bodens zu erreichen.

Boden ähnlich geringe k_r -Werte erreichen kann, wie ein nicht verbesserter, solange ein besonderes Augenmerk auf die Verdichtung gelegt wird. Andernfalls wird der Boden bei einer Verkalkung durchlässiger [3].

2. Forschungsidee und –hintergrund

Im modernen Hochwasserschutz kommt es häufig vor, dass bestehende Ingenieurbauwerke nicht den Anforderungen aktueller Hochwasserprognosen entsprechen. Daher muss vielerorts bspw. eine Deicherhöhung vorgenommen werden. Die einschlägige Fachliteratur empfiehlt die Deichböschung nicht steiler als 1:3 zu gestalten [1, 2]. Das bedeutet im Regelfall, dass mit einer Deicherhöhung eine Verbreiterung des Deichquerschnittes einhergeht.

Häufig ist der Platz im Nahbereich des Deiches begrenzt, sodass bereits der Schutzstreifen bebaut oder genutzt wird. Damit scheidet eine Verbreiterung als Sanierungsmöglichkeit allzu oft aus. Alternativ gibt es die Möglichkeit einen Deich z.B. mit einer Spund- oder Schlitzwand aufzurüsten, die über seine Krone hinausgeht und somit die Aufkantung und das Freibord sichert. Diese Verfahren sind jedoch relativ teuer und aufwendig, weshalb es in der Praxis immer wieder zur Suche nach Alternativen kommt. Vorschläge zur Bodenverbesserung werden dabei von den genehmigenden Behörden meistens aufgrund von zu wenigen Erkenntnissen und in Ermangelung an fundierten Merkblättern und Richtlinien abgelehnt. Aufgrund dieser Nachfrage aus der Praxis⁴ entstand der Forschungsschwerpunkt an der TU Darmstadt.

3. Laboruntersuchungen an einem Ausschnittsmodell

Erste Voruntersuchungen haben ergeben, dass gerade im urbanen Raum die Kosten für eine Bodenverbesserung wirtschaftlicher wären als viele Alternativen [4]. Um Wissenslücken im Bereich der hydraulischen Belastung von qualifiziert verbessertem Material zu schließen und das Material für den Deichbau auszutesten, wurde in der Tiefrinne der TU Darmstadt ein Deichausschnittsmodell errichtet. Das Gerinne hat eine Länge von 30 m, eine Tiefe von 3 m und eine Breite von 0,75 m. Die Rinne ist mit zwei separaten Zuleitungen bestückt und an einen Pumpen-Kreislauf mit einer Nennleistung von 1000 l/s angeschlossen. Zusätzlich ist die Rinne mit vier Pegelrohren ausgestattet. Im Jahr 2016 wurde ein ca. 2 m hoher und 1:1,5 geböschter, homogener Körper aus qualifiziert verbessertem Material eingebaut. Dabei wurde auf einen möglichst

⁴ Praxispartner: Arcadis Deutschland, ipr consult, CDM Smith

praxisnahen schichtweisen Aufbau (hier 15 cm) mit Verdichtung geachtet. Der Deich ist mit vier Porendruckgebern, drei Ultraschallabstandssensoren (UAS) und mehreren Pegelstreifen ausgestattet, um Durch- und Überströmungsdaten zu erfassen.

Eine Ansicht des Deiches sowie die Position der genannten Messinstrumente kann Abbildung 1 entnommen werden. Dieses Bild zeigt den Blick auf den Versuchsstand aus dem zur Rinne gehörenden Beobachtungs- und Steuerraum.

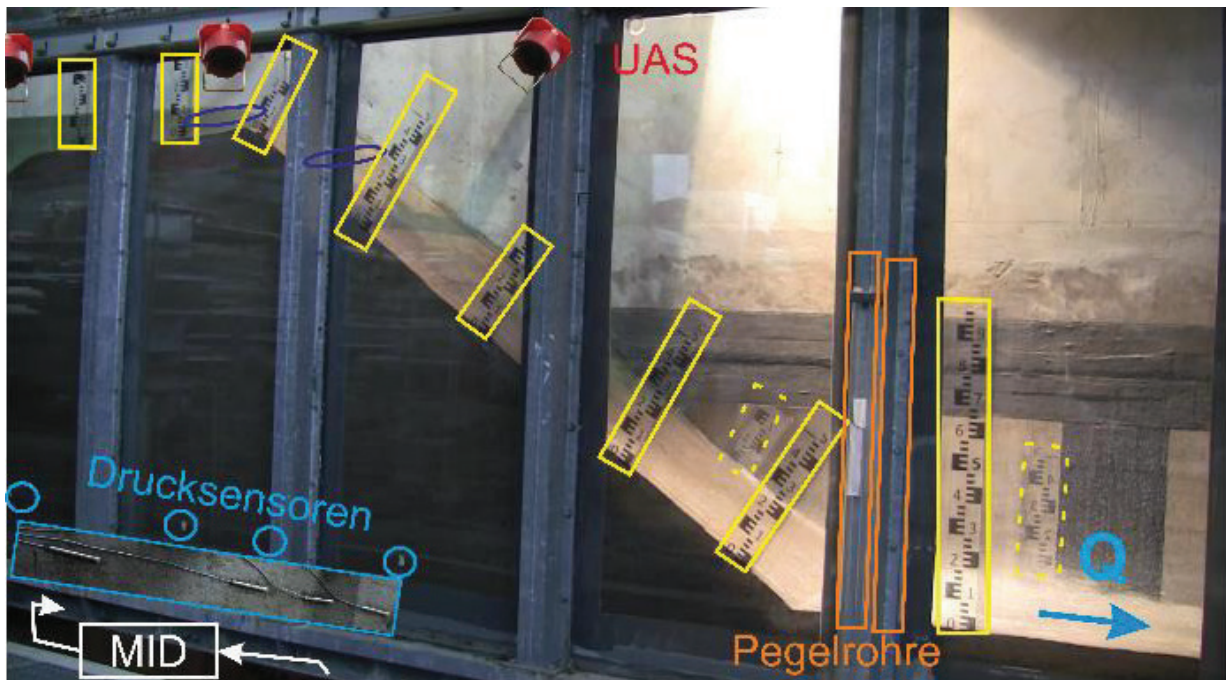


Abbildung 1: Deichausschnittsmodell im Tiefgerinne der TU Darmstadt mit Messtechnik

Bereits bei den Einstauversuchen wies der Deich eine hohe Widerstandsfähigkeit auf. Bei dem versuchstechnisch verkürzten Deich würde sich rechnerisch eine vollständig ausgebildete Sickerlinie erst nach ca. 6 Monaten einstellen. Eine so lange Einstauzeit ist in der Praxis bei Flussdeichen unrealistisch. Bei den Versuchen stiegen dabei die Druckwerte der Porendruckgeber langsam und fast linear an. Nach zweimonatigem Einstau ließ sich bei linearer Ausbildung der Sickerlinie eine ähnliche Zeit zur Ausbildung prognostizieren. Die anschließenden Überströmungsversuche mit einem maximalen Durchfluss von 825 l/s, gleichzeitiger Durchströmung und landseitigem Wechselsprung haben bei einer Laufzeit von 2 h keine sicht- und messbaren Schäden am Deich hervorgerufen. Bei einigen Überstauversuchen hat sich im Bereich des Deichfußes oberflächennah über die Böschung ein durchgehender Schussstrahl ausgebildet. Daraus folgt, dass der Wechselsprung quasi auf diesem Wasserpolster aufliegt. Dadurch kann der Kraftangriff des Wechselsprungs auf den Deichfuß deutlich reduziert werden.

4. Grasnarbe

Aus optischen, ökologischen und statischen Gründen werden Deiche, speziell ihre Flanken, in der Regel mit einer Grasnarbe begrünt. Für diesen Zweck gibt es bereits spezielle Grasmischungen [5], welche zusätzliche Widerstandskräfte gegen Überströmungen aktivieren. Es stellt sich nun die Frage, ob und inwieweit sich diese Technologie auf den erdstabilisierten Deich anwenden lässt.

Hierzu wurde eigens ein Versuchsstand⁵ zum Anwachsen einer Grasnarbe auf selbigem Material aufgebaut. Zum Stand des Beitrages ist diese seit einem guten halben Jahr vegetiert. Dabei hat sich auf beiden Seiten eine dichte Grasnarbe gebildet (siehe hierzu Abbildung 2).



Abbildung 2: Versuchsstand zum Anwachsen einer Grasnarbe, links eine Woche nach Ein-
saat und rechts nach 6 M (linke Seite jeweils mit geringerer Oberbodenschicht)

Es ist auffallend, dass im Versuchsfeld mit weniger Oberboden die Grasnarbe eine Fehlstelle aufweist. Dies kann aber auch an zu geringer oder zu viel Sonneneinstrahlung liegen. Des Weiteren lässt sich beobachten, dass im oberbodenarmen Versuchsfeld das Untergras (feineres, dichteres Gras) vorherrscht und im oberbodenreichen Teil die größeren und dickeren Grashalme dominieren. Die Tiefe der Wurzeln sowie die genaue Artselektion müssen noch bestimmt werden. Festzuhalten ist jedoch, dass auf beiden Oberbodenschichten (beide geringere Mächtigkeiten als für Oberbodenschichten empfohlen z.B. mind. 20 cm nach [1]) sich eine Grasnarbe ausbilden kann.

⁵ Maße des Versuchsstandes: 350 x 600 mm Grundfläche, zweigeteilt mit einmal 100 mm und einmal mit 10 mm Oberbodenaufbau (Torfkultursubstrat mit Tonanteilen), mit der in [8] beschriebenen Grassaatmischung.

5. Ausblick – Wühltier- und Initialschäden

Bei Bestandsdeichen ist die Problematik des Wühltierbefalls existentiell. Die Bekämpfung der Tiere und das Ausbessern der durch sie entstandenen Schäden nehmen den Großteil der Deichunterhaltungsarbeiten ein. Es ist anzunehmen, dass die Tiere den verbesserten Baustoff meiden, da dessen Festigkeit eine viel höhere Grabe-Energie erfordert und dadurch maximal oberflächliche Schädigungen zu erwarten sind.

Neben Wühltierschäden kann auch Vandalismus zu Initialschäden am Deich führen. Aus diesem Grund laufen erste Untersuchungen mit Initialschäden an der landseitigen Deichflanke. Ziel ist es, die Schäden an Eingangslöchern von in Deutschland heimischen Wühltieren anzupassen. Hierfür werden zuerst kleinere Schäden (etwa von einer Feldmaus $D \approx 40$ mm, Abbildung 3) und anschließend größere Schäden (etwa von einem Kaninchen oder Bisam $D \approx 150$ mm) imitiert. Hierbei sollen zusätzlich Position und Tiefe variiert werden.



Abbildung 3: Initialschäden (Feldmausgröße), links Ansicht, rechts Einbringung

Sollte der Deich auch diesen Belastungen schadlos standhalten, sind anschließend Pipingversuche (ohne zusätzliche Überströmung) geplant.

Neben den oben genannten, zum Zeitpunkt des Beitrages gerade laufenden Untersuchungen, ist ein zweites Deichausschnittsmodell in der gleichen Rinne geplant. Dieses Modell soll aus einem alternativen Ausgangsmaterial bestehen und ggf. alternative geometrische Maße bzw. einen mehrzonigen Aufbau besitzen. Hierbei stellt sich die Frage, ob alle derzeitigen Versuchsergebnisse ebenfalls erreicht werden können.

Zudem ist geplant, die Ergebnisse auf dem Gelände der Deichmeisterei Biebesheim ansässigen Forschungsdeich zu validieren. Hierfür wird gerade mit den Praxispartnern ein Konzept erarbeitet.

Danksagung

Ich möchte mich bei dem Team des Fachgebietes Wasserbau und Hydraulik für seine Unterstützung bei dem Projekt bedanken. Außerdem geht mein Dank an die Praxispartner sowie das RP Darmstadt für ihre Unterstützung. Des Weiteren bedanke ich mich bei allen Studierenden, die ich bei ihrer Abschlussarbeit im Bereich des Deichbaus betreuen durfte. Viele dieser Arbeiten sind für das Vorhaben von großem Wert.

Referenzen

- [1] DIN 19712 (2013): „Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern“, Berlin
- [2] DWA-M 507-1 (2011): „Deiche an Fließgewässern – Teil 1: Planung, Bau und Betrieb“, DWA, Hennef
- [3] Herrier, Gontran; Leconte, Pascal; Nerincx, Nicholas; Bonelli, Stéphane; Mercier, Fabienne; Fry, Jean-Jacques; Tachker, Pierre; Puiatti, Daniel (o.D.): „Lime treated soil as an erosion-resistant material for hydraulic earthen structures: State of the art and presentation of the french digue.elite project“
- [4] Kromschröder, Heiko (2015): Ertüchtigung von Altdeichen mit zementstabilisierten Böden: Grundlagen, Verfahren und Beispiele, TU Darmstadt, Darmstadt
- [5] Lehmann, Sirko (2015): „Realmaßstäbliche Überströmversuche zur Ermittlung der Deckwerksstabilität eines grasbewachsenen Deiches“. ULB Darmstadt (tuprints): <http://tuprints.ulb.tu-darmstadt.de/id/eprint/5505> (geprüft am 13.07.2018), Darmstadt
- [6] Paulmann, G. (1997): „Merkblatt für Bodenverfestigung und Bodenverbesserung mit Bindemitteln“. VGSV-Verlag, Köln 1997
- [7] IL 836.0502 (1999): „Erdbauwerke – Erdkörper – Ertüchtigung des Unterbaus/Untergrundes“. DB Netz AG – Deutsche Bahn Gruppe Frankfurt 2000
- [8] Walz, E.h.K.; Hallauer, O.; Siebel, E. et al. (1977): Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Beton 1/78 S. 20 ff. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1978

Anpassung der Ausbildung Hochwasserschutz und Deichverteidigung der THW-Bundesschule Hoya an die Herausforderungen des Klimawandels – 'HWS-Bildung'

LENA LANKENAU¹, BÄRBEL KOPPE¹

¹ Hochschule Bremen, Fakultät Architektur, Bau und Umwelt, Institut für Wasserbau, lena.lankenau@hs-bremen.de, baerbel.koppe@hs-bremen.de

Schlagwörter: HOCHWASSERSCHUTZ, DEICHVERTEIDIGUNG, KLIMAWANDELANPASSUNG, AUSBILDUNG, THW

1. Einleitung

Extreme Hochwasserereignisse, wie das Hochwasser im Mai und Juni 2013 in Mitteleuropa, das in Deutschland zu Überschwemmungen in acht Bundesländern führte, zeigen, dass ein enormer materieller und personeller Aufwand zur Verteidigung bestehender Deichlinien gegen akutes Versagen im Hochwasserfall erforderlich sind (Abbildung 1). In vielen Gebieten sind mehrere katastrophale Hochwasserereignisse in kurzer Zeit aufgetreten, wie im Einzugsgebiet der Elbe in den Jahren 2002, 2006 und 2013. Extreme Hochwasserereignisse sind eine Folge extremer Wetterlagen, wobei davon auszugehen ist, dass deren Eintrittswahrscheinlichkeit mit dem Klimawandel steigt. Ein effektiver Katastrophenschutz zur Bewahrung von Menschenleben und Sachwerten ist hier unerlässlich. Das Technische Hilfswerk (THW) ist die Zivil- und Katastrophenschutzorganisation des Bundes und stellt eine der führenden Hilfsorganisationen während extremer Hochwasserereignisse dar.



Abbildung 1: Bau eines Auflastfilters aus Sandsäcken zur Sicherung der Binnenböschung des Elbedeichs bei Hitzacker im Juni 2013

Im Forschungsprojekt HWS-Bildung, das im Rahmen der deutschen Anpassungsstrategie an den Klimawandel durch das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit sowie die THW-Stiftung von Januar 2016 bis Juli 2018 finanziell unterstützt wird, wird die bestehende Ausbildung Hochwasserschutz und Deichverteidigung der THW-Bundesschule Hoya (THW-BuS Hoya) analysiert, neu konzipiert und um neue Bildungsmodule erweitert. Darüber hinaus werden die neu erstellten Materialien in das THW-Handbuch Hochwasserschutz und Deichverteidigung integriert und es wurden Testaufbauten von Sandsacksystemen und neuartigen Schutzsystemen (sogenannte Sandsackersatzsysteme) mit dem Fokus auf Handling sowie Stabilität und Funktion unter Wassereinstau am Testdeich des Instituts für Wasserbau der Hochschule Bremen getestet. Die Ergebnisse dienen u.a. dazu, THW-Helfern eine praxisnahe Einschätzung der Funktionstauglichkeit der getesteten Sandsackersatzsysteme zu bieten und somit die Einführung der deutlich material-, personal- und zeitsparenderen Systeme in die Praxis zu fördern.

2. Lehrgänge und Lehrgangskonzepte

Die Mitglieder des THW haben die Möglichkeit, sich, zusätzlich zur Grundausbildung, an einer der zwei THW-Bundesschulen in speziellen Fachkursen ausbilden zu lassen. Zu den angebotenen Fachkursen zählen die an der THW-BuS Hoya auf dem Gebiet des Hochwasserschutzes und der Deichverteidigung angebotenen Lehrgänge. Hierzu gehören der grundlegende Lehrgang Hochwasserschutz und Deichverteidigung sowie ein darauf aufbauender Lehrgang, der mit der Qualifikation des Technischen Beraters Hochwasserschutz und Deichverteidigung abschließt. Der Technische Berater Lehrgang konzentriert sich auf die Arbeit im Führungsstab. Der grundlegende Lehrgang konnte im Rahmen des Projekts zeitlich erweitert werden, so dass hier umfassende Ergänzungen möglich waren. Die Lehrkonzepte wurden mit dem Ziel, den Teilnehmern die Hintergründe und Unterschiede von Hochwasserereignissen (Starkregen, Küstenhochwasser, Flusshochwasser, Grundhochwasser) sowie von Maßnahmen des Hochwasserschutzes und der Deichverteidigung dazulegen, konzipiert. Die Lehrgänge dienen zur Ausbildung von Multiplikatoren, die ihr erworbenes Wissen innerhalb des THW, im Rahmen von Kooperationen mit befreundeten Organisationen und an Personen, die nicht dem Katastrophenschutz angehören sowohl im Einsatz als auch präventiv in ihrer Region ('vor Ort') weitergeben.

Die Ausbildung erfolgt in theoretischen und praktischen Anteilen. Frontalunterricht bietet – unter Berücksichtigung aktivierender Methoden – den Vorteil, dass wesentliche Inhalte innerhalb relativ kurzer Zeit direkt vermittelt werden

können. Die Integration von praktischen Übungen und Planspielen ist in der Ausbildung des Katastrophenschutzes gängige Praxis und wird in den Lehrgängen bereits umfangreich praktiziert. Die grundlegenden Lehrgangsstrukturen aus Theorieanteilen mit Frontalunterricht und praktischen Übungen sowie Planspielen haben sich bewährt und wurden beibehalten. Zu den didaktischen Herausforderungen der Lehrgänge zählt die berufliche Vielfalt der Lehrgangsteilnehmer, die mit unterschiedlichen Bildungshintergründen und beruflichen Qualifikationen eine heterogene Gruppe bilden.

3. Bildungsmodule

Die neu entwickelten bzw. überarbeiteten Bildungsmodule des grundlegenden Lehrgangs werden zum einen in einer Online-Vorlernphase und zum anderen während der Präsenzphase des Lehrgangs umgesetzt. Die Online-Vorlernphase führt die Teilnehmer an das Thema Hochwasserschutz und Deichverteidigung heran, indem dort grundlegende Begriffe der Thematik dargestellt und erläutert werden. Zudem gibt es eine Einführung in die Entstehung von Küstenhochwasser – dieses Thema betrifft aufgrund der Regionalität und der im Vergleich zu Flusshochwässern kürzeren Dauer nur lokal an der Küste ansässige THW-Kräfte und wird daher in der Präsenzphase weniger stark betrachtet.

In der anschließenden Präsenzphase werden den Lehrgangsteilnehmern zunächst die naturwissenschaftlichen Grundlagen von Hochwasserereignissen dargelegt. Hierzu zählt z.B. das Thema Niederschlag und die unterschiedlichen Bedeutungen von Dauer- und Starkregen sowie die Herausforderungen bei deren Prognose. Daran anschließend werden den Teilnehmern grundlegende Zusammenhänge des Themas Abflusskonzentration vermittelt. Hierzu zählen u.a. die Darstellung der Abflussganglinie und der Ablauf einer Hochwasserwelle in einem Fluss sowie die unterschiedlichen Einflüsse von Niederschlagsverteilung, Eindeichung/ Retentionsraum oder der Einfluss der Überlagerung von Hochwasserwellen auf die Abflussganglinie. Die Teilnehmer erwerben zudem Kenntnisse über Hochwassermeldepegel und –stufen sowie Hochwasseralarmpläne. Außerdem wird auf die Entstehung von Grundhochwassern eingegangen. Die Einwirkung von Kräften des stehenden und strömenden Wassers spielt im Zusammenhang mit Hochwasser- und Starkregenereignissen eine essentielle Rolle. Hier wurden Themen wie die Eigenschaften des hydrostatischen Drucks, Auftrieb und die Größe der Wasserdruckkraft, aber auch Themen der Hydrodynamik wie die Verteilung der Fließgeschwindigkeit in einem Fluss und dessen Einwirkung auf eine Hochwasserschutzwand oder die Wasserstandserhöhung in Kurven in den Lehrgang eingebunden. Zusätzlich

zum bereits im Lehrplan vorhandenen klassischen Hochwasser- und Deichverteidigungsmittel, dem Sandsack, wurde die Sandsackfüllmaschine als Thema v.a. in den praktischen Ausbildungsteil integriert. Die Thematik der Hochwasserschutzsysteme und deren Versagensmechanismen wurde inhaltlich überarbeitet, mit dem Ziel, die Hintergründe und Funktionsweisen von Deichverteidigungsmaßnahmen zu erläutern. Darüber hinaus werden kurz wichtige Elemente an Hochwasserschutzanlagen dargestellt. Wesentlich erweitert wurde die Thematik der Sandsackersatzsysteme. Sandsackersatzsysteme sind Systeme, die i.d.R. mit Wasser als Füllmedium oder durch die Ausnutzung des vertikalen Wasserdrucks das Hochwasser dämmen. Sandsackersatzsysteme bieten gegenüber konventionellen Sandsacksystemen den Vorteil, dass sie wesentlich weniger personal-, material- und zeitintensiv sind. Im Vergleich zu Sandsacksystemen rentieren sich Sandsackersatzsysteme trotz ihrer höheren Anschaffungskosten bei Berücksichtigung aller anfallenden Kosten (Helfer, Logistik, Entsorgung, Lagerung) oft nach dem ersten bis zweiten Einsatz. Die Systeme können zudem schnell und einfach aufgebaut werden und sind somit insgesamt als zukunftsweisend einzustufen. Als wesentlicher aktueller und zukünftiger Aspekt werden den Teilnehmern die Zusammenhänge und zu erwartenden Auswirkungen des Klimawandels nicht nur bezüglich der Thematik Hochwasserschutz dargelegt, sondern ebenfalls die Bedeutung der Notwendigkeit aktueller Klimaschutzmaßnahmen verständlich gemacht. Es ist beabsichtigt, die Teilnehmer in die Rolle von Klimaschutz-Multiplikatoren zu versetzen. Die Thematik der sich selbst organisierenden freiwilligen Helfer (Spontanhelfer) ist mit dem Aufkommen der Sozialen Medien z.B. während des Elbehochwassers 2013 verstärkt aufgetreten. Die sich dadurch ergebenden Chancen und Risiken für den Katastrophenschutz werden innerhalb des Lehrgangs erläutert und diskutiert. Zudem erhalten die Lehrgangsteilnehmer grundsätzliche Handlungsempfehlungen im Umgang mit Spontanhelfer. Die Teilnehmer werden außerdem mit einer während des Elbehochwassers 2013 vorgekommenen Situation konfrontiert. Schließlich werden ebenfalls die Auswirkungen und Herausforderungen von Starkregenereignissen im grundlegenden Lehrgang dargelegt.

Im Lehrgang Technischer Berater konnten aufgrund des vorhandenen Lehrumfangs nur kurze inhaltliche Sequenzen eingefügt werden. Hierzu zählen die Themen Hochwasservorhersage, Hochwasseralarmplan, Setzen von Hochwassermarken, Dauer von Hochwasser, Deichläufer, Deichbruch, Virtuelle Unterstützung im Hochwasserfall – Virtual Operation Support Teams (VOST), Bau eines Sandsackdamms mit Sand und Geotextil, Kostenvergleich

Sandsack- und Sandsackersatzsystem, Erweiterung des vorhandenen Planspiels um die Themen Logistik von Sandsackersatzsystemen, Versagen eines Flutschutztors.

4. Testaufbauten von Sandsack- und Sandsackersatzsystemen

Im Rahmen des Projekts wurden Testaufbauten von Sandsack- und Sandsackersatzsystemen durchgeführt. Zu den Sandsacksystemen zählen der Sandsackdamm bzw. die Erhöhung eines Deiches mit einem Sandsackdamm (Aufkantung) sowie die Auflast zur Stabilisierung des Böschungsfußes bei flächigem Wasseraustritt und die Quellschuttkade zur Unterbindung innerer Erosion bei punktuellm Wasseraustritt. So gehören zu den Sandsackersatzsystemen z.B. becken-, schlauch-, oder bockartige Systeme, die in ihrer Funktion einen Sandsackdamm ersetzen. Vom Zusammenschluss FLUTSCHUTZ gibt es zudem wassergefüllte Systeme, die eine Sandsack-Quellschuttkade bzw. -Auflast zum Sichern eines bruchgefährdeten Deiches ersetzen können.

Die Aufbaumethoden der Sandsacksysteme wurden im Rahmen der Projektarbeit überprüft und bis auf geringe Modifikationen zur Vereinfachung des Aufbaus beibehalten. Im Zuge der Testaufbauten wurde der Sandsackbedarf, welcher häufig anhand von sogenannten Taschenkarten in kurzen Übersichten dargestellt ist, überprüft. Hier existieren von unterschiedlichen Anwendern voneinander abweichende Angaben. Dies kann unter anderem an sich unterscheidenden Sandsackgrößen – ein Sandsackstandardmaß existiert nicht – liegen. Mit der Zählung des Sandsackbedarfs und der daraufhin aktualisierten THW-Taschenkarte liegen nun verlässliche Angaben vor.

Auf dem Gebiet der Sandsackersatzsysteme wurden mehrere Systeme unterschiedlicher Hersteller unter Wassereinstau mit dem Fokus auf Funktionalität, Handling und Stabilität getestet. Mit diesen Testaufbauten wird der während der Ausbildung immer wieder auftauchenden Frage nach der Verlässlichkeit und Funktionalität von Sandsackersatzsystemen Rechnung getragen. Sicherheitstechnische Aspekte spielen bei Sandsackersatzsystemen eine große Rolle, daher kann dringend empfohlen werden, eine Zertifizierung, z.B. anhand der Kriterien des BWK Merkblatts 6: 'Mobile Hochwasserschutzsysteme', einzuführen. Im Allgemeinen waren alle getesteten Systeme funktionstauglich. Aufbaufehler, die die Standsicherheit eines Sandsackersatzsystems schwächen oder gefährden, können nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden, so dass die Systeme nur von entsprechend eingewiesenen Personen aufgebaut werden sollten.

Die Testaufbauten der Sandsack- und Sandsackersatzsysteme wurden foto- und videotechnisch begleitet. Die entstandenen Aufnahmen wurden in die erstellten Bildungsmaterialien integriert. Insbesondere die angefertigten Videoclips der Aufbauten können den Multiplikatoren für die Ausbildung 'vor Ort' dienen, da hier die erforderlichen Ressourcen für die Durchführung von praktischen Ausbildungsanteilen nicht immer vorhanden sind.

5. Materialien für Multiplikatoren und Spontanhelfer

Neben den Videoclips wurden für die Ausbildung 'vor Ort' Bildungsmaterialien, zu den Grundlagen von Sandsack- und Sandsackersatzsystemen erstellt. Auf Basis der Erfahrungen der Ausbildung an der THW-BuS Hoya und der Testaufbauten wurde eine kurze Zusammenfassung der Thematik Hochwasserschutz und Deichverteidigung in einer 'Hochwasserschutzfibel' erarbeitet. Diese Fibel enthält zudem Schritt-für-Schritt-Anleitungen für den Aufbau von Sandsacksystemen, welche in dieser Form bisher nicht vorhanden waren. Zusätzlich wurden speziell für Spontanhelfer konzeptionierte Handzettel entwickelt. Diese können im Hochwasserfall über die Einsatzkräfte oder Soziale Medien an Spontanhelfer weitergegeben werden. Sie enthalten eine Übersicht wichtiger Verhaltens- und Vorgehensweisen im Hochwasserfall. Zur Bekanntmachung des Themas bei Stadtfesten o.ä. steht den THW-Helfern zudem ein Übersichtsposter zum Thema Hochwasserschutz und Deichverteidigung zur Verfügung.

Ein Teil der Materialien sowie einige der Videoclips können auf der Projekthomepage eingesehen werden:

<http://www.hs-bremen.de/internet/de/forschung/einrichtungen/iwa/fue/hws-bildung/>

Danksagung

Besonderer Dank gilt der THW-Bundeschule Hoya, dem ehemaligen Schulmanager Horst Oetzel und seiner Nachfolgerin Dipl. Ökotrophologin Sabine Lützel Schwab sowie den Lehrgangsleitern Dipl.-Ing. Manfred Bräuer, B. Eng. Enrico Münzner und Dipl.-Ing. Hans Hoffmann und dem Gastdozenten Dr. Med. Geert Lehmann wie auch der THW-Projektgruppe Hochwasserschutz und Deichverteidigung und allen Lehrgangsteilnehmern der Projektphase. Außerdem den THW-Ortsverbänden Emden, Hoya, Lehrte und Osnabrück für ihr Mitwirken bei den Testaufbauten und der THW-Stiftung sowie dem Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit für ihre finanzielle Unterstützung.

Herausforderung pluviale Überflutungen – Erkenntnisse einer Fallstudie in Österreich

MARKUS EDER¹, NINA ZAHNT¹, HELMUT HABERSACK¹

¹ *Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau, markus.eder@boku.ac.at*

Schlagwörter: HOCHWASSER, PLUVIALE ÜBERFLUTUNGEN, OBJEKTSCHUTZ, RISIKOBEWUSSTSEIN

1. Einleitung

In Österreich wurden im Nationalen Hochwasserrisikomanagementplan als signifikante Hochwasserprozesse fluviale und pluviale Hochwässer, sowie Hochwässer ausgehend von Seehochständen identifiziert [1].

Die Hochwassersaison 2016 in der Steiermark wurde durch viele lokale, aber intensive Ereignisse geprägt, wobei ein Großteil als pluviale Hochwasserereignisse einzustufen sind. Im Rahmen des Projektes „Ereignisdokumentation und Analyse der Hochwassersaison 2016 – Steiermark“ wurden diese Ereignisse analysiert und dokumentiert.

Unter pluvialen Hochwässern kann man vereinfacht Überflutungen abseits von Gewässern verstehen, die sowohl von Starkniederschlägen als auch von großräumigen Niederschlagsfeldern hervorgerufen werden und ein flächendeckendes Gefährdungsszenario darstellen. Charakteristisch für diese Art von Hochwässern sind einerseits die geringe Standortgebundenheit und andererseits die Kleinräumlichkeit sowie die kurze Vorwarnzeit. Diese Charakteristiken sind – neben der oftmals mangelhaften Berücksichtigung bei vorausschauenden Planungsvorgängen (Flächenwidmung o.Ä.) – die Ursachen für das erhebliche, flächendeckende Gefährdungs- und das damit einhergehende Schadenspotenzial.

In [2] erfolgte eine Systematisierung der pluvialen Hochwässer anhand der dominanten Hochwasserprozesse. Dadurch ergab sich eine Unterscheidung in Oberflächenwasser (Hangwässer, Starkregen sowie direkter Abfluss aus der Schneeschmelze), Grundwasserüberflutungen (Grundwasserhochstand, unterirdisches Hangwasser) und Überflutungen, die durch Überlastung von Entwässerungssystemen (Kanalsysteme, Grabensysteme, Versickerungs- bzw. Rückhalteanlagen).

2. Methodik

Im Rahmen des Projektes „Ereignisdokumentation und Analyse der Hochwassersaison 2016 – Steiermark“ wurde eine Hochwasserdokumentation mit einer detaillierten Schadensdatenerhebung, die vor Ort mit Hilfe einer Befragung von Hochwasser betroffenen Personen erfolgte, durchgeführt. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag vor allem auf pluviale Ereignisse.

In Summe wurden EigentümerInnen von 40 betroffenen Objekten in vier vorab ausgewählten Gemeinden zum Thema Hochwasser, Hochwasserschäden, Gefahrenbewusstsein und Eigenvorsorge mit Hilfe eines eigens erstellten Fragebogens interviewt. Die Gemeinden befinden sich in unterschiedlichen Regionen des Landes und unterscheiden sich sowohl in ihrer Größe und Ausdehnung, als auch hinsichtlich Klimaregion und Bevölkerungswachstum. Drei der ausgewählten Gemeinden liegen in hügeligen bis bergigen Regionen, eine in einem Talboden.

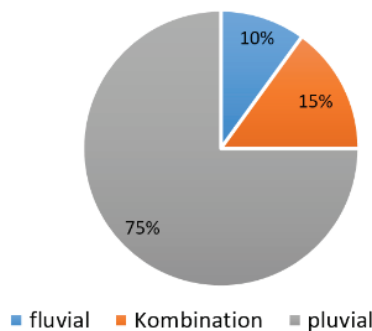
Die Interviews wurden vor Ort in den betroffenen Gebäuden bzw. an den betroffenen Liegenschaften durchgeführt und die getroffenen bzw. geplanten Eigenvorsorgemaßnahmen dokumentiert. Im Durchschnitt dauerte die Begutachtung und die Befragung zwischen 45 und 60 Minuten, wobei unter anderem der Ort, die Ursache und das Ausmaß des Wassereintritts innerhalb des Gebäudes, sowie das Gefahrenbewusstsein der Betroffenen erhoben wurde. Zudem wurden Fotos von Schäden bzw. Wiederherstellungsmaßnahmen und von Eigenschutzmaßnahmen aufgenommen. Teilweise stellten die Betroffenen Bildmaterial zum Zeitpunkt der Ereignisse zur Verfügung.

3. Ergebnisse und Diskussion

Die untersuchten Gebäude inkludierten 29 hauptsächlich freistehende Einfamilienhäuser, sieben Mehrfamilienhäuser, worunter sowohl klassische Zwei- bis Drei-Generationengebäude, als auch Mehrparteienhäuser von Wohnbaugesellschaften zu finden waren, und vier Liegenschaften mit einer Kombination aus Wohn- und Nutzzwecken (drei Bauernhöfe und ein Betrieb).

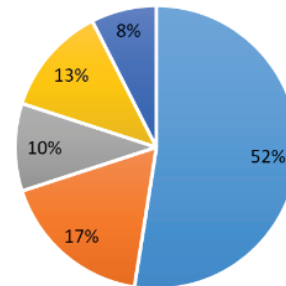
Bei 75% der untersuchten Objekte handelte es sich um von pluvialen Überflutungen betroffene Liegenschaften. Als dominierender Prozess wurde in über 50% der Fälle Oberflächenwasser ohne wesentlichen Feststoffanteil identifiziert, 17% waren hingegen von Oberflächenwasser mit wesentlichem Feststoffanteil betroffen (Abbildung 1).

Ursprung der Überflutung



■ fluvial ■ Kombination ■ pluvial

dominierender Prozess



■ Oberflächenwasser ohne Feststoffe ■ Oberflächenwasser mit Feststoffen
 ■ fluvial mit Feststoffen ■ fluvial ohne Feststoffe
 ■ anderes

Abbildung 1: Hochwassergenese bei den untersuchten Objekten, links: genereller Ursprung der Überflutung, rechts: dominierender Abflussprozess (n=40)

In beinahe 75% der Fälle gelangte das schadbringende Wasser durch Öffnungen (Fenster, Türen, Tore, Lichtschächte, Kellerfenster) in die betroffenen Gebäudeteile, wobei die entstandenen Schäden vornehmlich in den Kellerräumen und Garagen entstanden sind. Weitere Eintrittswege waren undichte Fugen, (Keller-)Böden und Wände, sowie Rückstau aus der Kanalisation.

Bei mehr als 50% der untersuchten Gebäude wurden Wassertiefen unter 30 cm in zumindest einem Gebäudeteil gemessen. In zwei Gebäuden wurden Wassertiefen von ungefähr einem Meter im Keller festgestellt, wobei es sich hierbei um Überflutungen pluvialen Ursprungs handelte.

Im Zuge der Befragungen wurden auch die Schadenssummen erhoben, wobei die Angaben lediglich auf den Aussagen der Betroffenen beruhen. Die meisten Schäden (49% bei Betrachtung aller befragten Objekte bzw. 48% bei der Betrachtung der Objekte mit rein pluvialen Überflutungsschäden) lassen sich in die Größenordnung zwischen 1000€ und 10.000€ einordnen und umfassen neben den Kosten für Trockenlegung insbesondere Sanierungsmaßnahmen an den Wänden und Böden. Die monetären Schäden bei Wassereintritt durch pluviale Ereignisse sind bei der vorhandenen Stichprobe fast immer als nicht existenzbedrohend einzustufen. Die Schäden, die an den Gebäuden erhoben wurden, haben in der vorliegenden Stichprobe keinen Einfluss auf die innere bzw. äußere Standsicherheit der Gebäude und sind somit auch für die Gebäude an sich nicht existenzbedrohend. Sehr wohl aber ergeben sich für die Personen Konsequenzen aus der Betroffenheit.

Im Großteil der Fälle wurde die Betroffenheit durch Konsequenzen in der Urlaubsplanung, der Eigenvorsorge und dem persönlichen Alarmplan deutlich. Beinahe alle Befragten gaben an, dass sie bei Unwetterwarnungen nervös reagieren und in starken Gewitterzeiten nur ungern bzw. nur dann auf Urlaub

fahren, wenn sie ihre Häuser in guten Händen wissen. Nur zwei von 40 befragten Personen haben noch keinerlei Maßnahmen zur Eigenvorsorge an ihrem Objekt getroffen. 35 Objekte haben eine oder mehrere permanente Schutzmaßnahmen entweder am Gebäude oder am Grundstück ausgeführt, beispielhaft sind hier zu nennen: Gebäudeabdichtung, wasserdichte Fugen und Anschlüsse, Lichtschachterhöhung, hochwassersichere Fenster oder Türen, Rückstausicherung im Kanal, Nutzungsanpassung im betroffenen Gebäudeteil oder permanente Wassersperre am Grundstück. 27 Haushalte verfügen über mobile Schutz- bzw. Vorsorgemaßnahmen, wie vorrätige Sandsäcke bzw. Pumpen und teilweise Aggregate, Mobilelemente an Öffnungen bzw. mobile Hochwasserschutzwand (Abbildung 2).



Abbildung 2: Beispiele für die getroffenen Objektschutzmaßnahmen am Objekt; a: hochwassersicheres Fenster, b: Vorhaltung von Sandsäcken, c: Türverschluss im Eigenbau, d: Verschluss von Öffnungen mit mobilen Elementen

Es zeigte sich, dass das Gefahrenbewusstsein in den meisten Fällen erst nach den Ereignissen vorhanden war. Zwei Drittel der Interviewpartner haben sich vor dem Kauf des Objektes bzw. des Grundstückes bzw. vor Bezug des Objektes nicht über die bestehende Gefahrenlage erkundigt. Diejenigen, die Informatio-

nen eingeholt haben, taten dies entweder über die Befragung von Familienmitgliedern bzw. Vorbesitzern oder bei der Gemeinde. Von den 13 Personen, die Erkundigungen anstellten, befragten nur zwei das Internet und einer die Versicherung.

In Österreich steigt die Versiegelung von Flächen und die Erweiterung von Siedlungen in bisher freien, oft landwirtschaftlich genutzten Gebieten stetig an [3]. Viele Siedlungserweiterungen finden nicht nur in exponierten Tallagen statt, sondern auch Hanglagen werden immer mehr genutzt. Dadurch kommt es zur Rodung ehemaliger Waldflächen und somit zu einer weiteren Reduktion des natürlich vorhandenen Rückhaltevermögens und verstärktem Wasseranfall in bestehenden Entwässerungssystemen [4]. Vor allem in den expandierenden Randlagen der größeren Städte oder in Lagen mit guter Verkehrsanbindung sind diese Entwicklungen zu beobachten.

Forschungsergebnisse im Bereich Klimawandel deuten einen weiteren Anstieg von Starkregenereignissen sowohl bei der Anzahl als auch bei der Intensität an [5]. Es wird erwartet, dass Prozesse der pluvialen Überflutungen in Zukunft aufgrund des Klimawandels am stärksten steigen werden [6]. Insbesondere in besiedelten Gebieten wird – aufgrund der versiegelten Oberflächen – mit einer Zunahme der pluvialen Hochwässer gerechnet.

Der steigende Siedlungsdruck mit der einhergehenden Versiegelung von Oberflächen sowie der Klimawandel begünstigen eine Zunahme von pluvialen Hochwässern, wodurch die heutigen und zukünftigen Entscheidungsträger vor neue Herausforderungen im Hochwasserschutz gestellt werden.

4. Schlussfolgerung

Die durchgeführte Fallstudie in der Steiermark zeigte, dass die lokalen Entscheidungsträger sich der Gefahr der pluvialen Überflutungen bewusst sind und auch Maßnahmen treffen, jedoch stellen die typischen Charakteristiken (Kleinräumigkeit, Standortungebundenheit, kurze Vorwarnzeit) der pluvialen Hochwässer die Kommunen vor Herausforderungen. Vor allem die Standortungebundenheit und die Kleinräumigkeit erschweren einen adäquaten Hochwasserschutz seitens der öffentlichen Hand und unterstreichen die Notwendigkeit von Eigenvorsorge und Objektschutzmaßnahmen.

Das Fallbeispiel zeigte, dass eine Bereitschaft der Bevölkerung zum Selbstschutz nach einem Hochwasserereignis durchaus vorhanden ist und dass dieses Potential zur Vermeidung oder Reduktion von Schäden genutzt werden sollte. Eine gezielte Förderung von Objektschutzmaßnahmen könnte dazu beitragen, dass es zu einer signifikanten Reduktion der Schäden durch pluviale

Überflutungen kommt. Eine Studie aus England [7] kommt zum Schluss, dass eine Halbierung der Schäden mit temporären Schutzmaßnahmen (mobile Hochwasserschutzlement etc.) möglich ist. Mit permanenten Maßnahmen liegt die Schadensreduktion sogar zwischen 65% und 84%.

Die Ergebnisse der Studie verdeutlichen den bestehenden Handlungs- und Forschungsbedarf hinsichtlich pluvialer Hochwässer, insbesondere in den Bereichen Bewusstseinsbildung, Eigenvorsorge, Ereigniserfassung und –nachsorge, sowie Risikodarstellung.

5. Literatur

- [1] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (2016): Nationaler Hochwasserrisikomanagementplan RMP 2015. GZ: BMLFUW-IL.99.1.1 / 0191 – IV/2015.
- [2] Zahnt, Nina; Eder, Markus; Habersack, Helmut (2018): Herausforderungen durch pluviale Überflutungen – Grundlagen, Schäden und Lösungsansätze. In: Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft. Jg. 70, Nr. 1-2/18, 64-77.
- [3] Umweltbundesamt (2016): Elfter Umweltkontrollbericht. Umweltsituation in Österreich. Umweltbundesamt. Wien, 302 S.
- [4] Habersack, Helmut; Bürgel, Jochen; Kanonier, Arthur (2009): FloodRisk II – Synthesebericht. Vertiefung und Vernetzung zukunftsweisender Umsetzungsstrategien zum integrierten Hochwassermanagement. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien, 260 S.
- [5] Lehmann, Jascha; Coumou, Dim; Fierler, Katja (2015): Increased record-breaking precipitation events under global warming. In: Climatic Change. Jg. 132, Nr. 4, 501-515.
- [6] Houston, Donald; Werritty, Alan; Bassett, David; Geddes, Alistair; Hoolahan, Andrew; McMillan, Marion (2011): Pluvial (rain-related) flooding in urban areas: the invisible hazard. Joseph Rowntree Foundation. York, 92 S.
- [7] Department for Environment, Food and Rural Affairs (2008): Developing the evidence base for flood resistance and resilience. R&D Summary Report FD2607/TR1. Joint Defra/EA Flood and Coastal Erosion Risk Management R&D Programme. London, 20 S.

Einschwimmtechnik für den Ersatzneubau von Schleusenhäuptern

AMELIE KELLNER¹

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, amelie.kellner@baw.de

Schlagwörter: INSTANDSETZUNG UNTER BETRIEB, ERSATZNEUBAU SCHLEUSENHAUPT, EINSCHWIMMTECHNIK, SELBSTSCHWIMMEND

1. Einleitung

1.1. Motivation

Mehr als die Hälfte der existierenden Schleusenanlagen in Deutschland weisen bereits ein Alter von über 70 Jahren auf [1]. Bei Neubaumaßnahmen wird für den Massivbaubereich aktuell von einer geplanten Nutzungsdauer von ca. 100 Jahren, bei den Stahlwasserbauteilen von ca. 70 Jahren ausgegangen [2]. Vor dem Hintergrund der aufgezeigten Altersstruktur der Schleusenbauwerke in Deutschland zeichnet sich kurz- und mittelfristig ein nicht unerheblicher Instandsetzungs- bzw. Ersatzneubaubedarf ab. Da ein Ersatzneubau in vielen Fällen nicht realisierbar ist und für eine grundlegende konventionelle Instandsetzung die Schleusenkammer im Regelfall für zwei bis drei Jahre der Schifffahrt nicht zur Verfügung steht, rücken aktuell Verfahren zur Instandsetzung von Schleusen unter Betrieb in den Fokus. Hierbei sollen die Instandsetzungsmaßnahmen, in kurzzeitigem Wechsel mit der Schifffahrt, in der betroffenen Kammer durchgeführt werden. Der große Vorteil der Instandsetzung unter Betrieb besteht in den reduzierten Sperrzeiten der Schleuse, da umfassende und durchgängige Einschränkungen des Schifffahrtsbetriebs während der Gesamtbauzeit unterbleiben.

1.2. Problemstellung

Die wohl komplexesten Bauteile einer Schleuse sind deren Schleusenhäupter mit den enthaltenen Antrieben, Toren und Steuerungselementen für das Befüllen und Entleeren der Schleusenkammer. Hierbei handelt es sich im Regelfall um massive Beton- bzw. Stahlbetonbauteile, welche die Schleusenkammer ober- und unterwasserseitig abschließen. Da die konventionelle Instandsetzung der Schleusenhäupter besonders zeitaufwändig ist, wurde für diese Aufgabenstellung alternativ die Möglichkeit einer Instandsetzung unter Betrieb untersucht. Betrachtet wird im vorliegenden Fall ein Ansatz, bei dem das

veraltete Schleusenhaupt durch einen Neubau ersetzt und das alte, verbleibende Haupt zur Kammer umfunktioniert wird. Hierdurch kann des Weiteren auch die oftmals gewünschte Verlängerung der Schleusenanlage realisiert werden. Als eine besonders vielversprechende Methode für den Ersatzneubau eines Hauptes unter Betrieb wurden dessen Erstellung außerhalb der Schleusenanlage und die anschließende Verbringung mittels Einschwimmen an den Bestimmungsort identifiziert. Im Rahmen einer umfangreichen Machbarkeitsstudie sollte die Einschwimmtechnik für den Ersatzneubau von Schleusenhäuptern untersucht werden.

2. Machbarkeitsstudie

2.1. Allgemeines

Im Zuge der Machbarkeitsstudie wurden zunächst grundlegende Randbedingungen betrachtet und daraus resultierenden Grenzen beschrieben. Zur Veranschaulichung wurde auf ein konkretes Fallbeispiel, den Ersatz eines Unterhauptes unter Betrieb mittels Einschwimmtechnik, eingegangen. Herausforderung hierbei war, dass das Ersatzhaupt bei gegebener Wassertiefe schwimmbar an seinen Einbauort transportiert werden sollte. Für den Herstellungsort der Ausführungsvariante wurde eine Baugrube als Trockendock gewählt. Für die Herstellungsweise des Ersatzhauptes wurden acht mögliche Varianten entwickelt und untersucht. Für jede einzelne Ausführungsvariante wurden deren Gesamtgewicht und die daraus resultierende erforderliche Wassertiefe für den Einschwimmvorgang ermittelt. Des Weiteren wurden Schwimmstabilitätsanalysen der einzelnen Varianten vorgenommen.

2.2. Fallbeispiel

Informationen zum Bauwerk

Beim betrachteten Fallbeispiel handelt es sich um die am unteren Ende des 5 km langen Seitenkanals Wieblingen des Neckars angeordnete Schleuse Schwabenheim. Die Doppelkammerschleuse besitzt eine nutzbare Kammerlänge von 108,40 m bzw. 106,80 m. Die lichte Breite der beiden Kammern beträgt jeweils 12 m. Die Schleuse Schwabenheim weist eine Hubhöhe von 8,71 m auf. Die vorhandenen Obertore sind einfache Stemmtore, die Untertore dagegen Schlagtore. [3]

Variantenbetrachtung

Im Rahmen der Überlegungen zur Herstellungsweise eines schwimmbaren Ersatzhauptes der Schleusenanlage Schwabenheim, wurde die Grundkonstruktion als komplettes Bauteil untersucht (siehe Abbildung 1). Hierbei wurde für

das Fallbeispiel das Unter- statt dem Oberhaupt gewählt, um bautechnische Probleme zu vermeiden. Die Ausführungsvariante weist ein Gesamtgewicht von ca. 10.000 t auf, was die maximal mögliche Einsinktiefe von 2,50 m um ein vielfaches überschreiten würde. Selbst wenn zunächst nur die unteren 6,50 m der Grundkonstruktion¹ eingeschwommen werden, reicht die vorhandene Wassertiefe bei einem Gesamtgewicht von ca. 5.400 t nicht aus. Aus diesem Grund mussten weitere Ausführungsvarianten für das Ersatzhaupt ausgearbeitet werden.

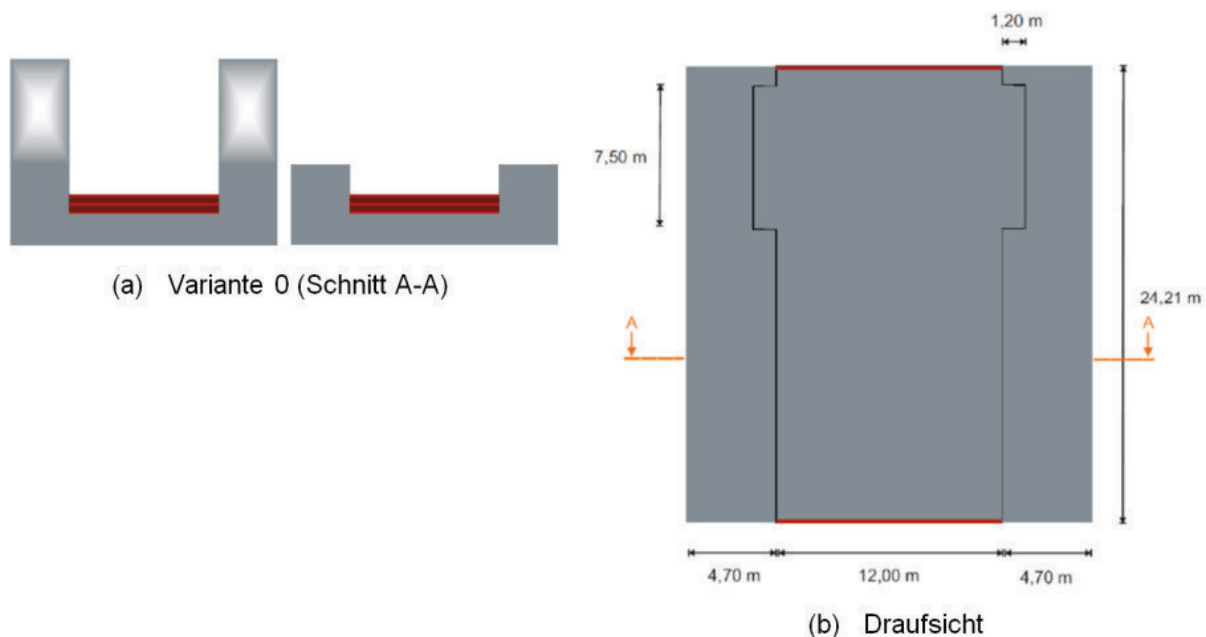


Abbildung 1: Grundkonstruktion des Ersatzhauptes als komplettes Bauteil

Für das Ersatzhaupt kam die Fertigung als später zu vervollständigendes System, zusammensetzbares Bauteil sowie Basisfloß in Betracht (siehe Abbildung 2). Die Varianten 1 (vollbetonierte durchgängige Sohle; Wände mit Luftkammern) und 2 (vollbetonierte Sohle; Wände mit Luftkammern) besitzen ebenfalls ein zu hohes Gewicht für die gegebene Wassertiefe. Bei den zusammensetzbaren Bauteilen, Varianten 4 – 6, ist die aus dem Wasser herausragende Aufbauhöhe des Ersatzhauptes problematisch. Die Schwimmstabilität dieser Varianten muss während des Einschwimmvorgangs als kritisch eingestuft werden. Die Varianten 7 (vollbetoniert) und 8 (Filigranbauweise), bei welchen die Sohle als Basisfloß eingeschwommen wird, sind aufwendig zu ergänzen, weswegen diese Varianten verworfen wurden.

¹ Die noch fehlenden oberen 8,50 m des Unterhauptes können in einem späteren Prozess am Einbauort in konventioneller Ortbetonbauweise ergänzt werden.

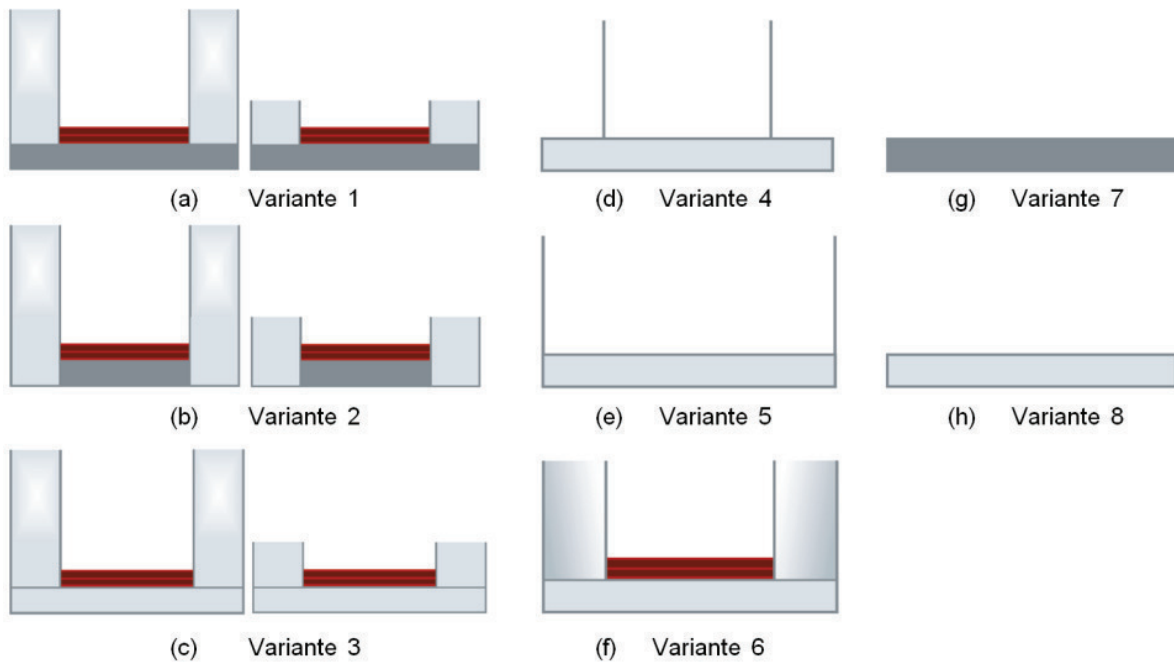


Abbildung 2: Ausführungsvarianten des Hauptes als später zu vervollständigendes System (a – c), zusammensetzbares Bauteil (d – f) oder Basisfloß (g – h)

Geeignete Ausführungsvariante

Für die Auswahl der geeigneten Ausführungsvariante des Ersatzhauptes für das Fallbeispiel, sind hauptsächlich deren Dimensionen und das berechnete Gewicht maßgebend. Aufgrund dieser Randbedingungen ist die Variante 3 (Sohle und Wände mit Luftkammern) mit einer Aufbauhöhe von 6,50 m zu wählen. Die Ausführungsvariante 3 weist ein Gesamtgewicht von ca. 1.000 t auf, woraus sich eine Einsinktiefen von 2,01 m bestimmen lässt. Somit reicht die vorhandene Wassertiefe von 2,50 m prinzipiell aus, um die Konstruktion schwimmbar an ihren Bestimmungsort zu transportieren. Unter Verwendung der Schwimmstabilitätsanalyse konnte die Schwimmelage des Ersatzneubaus bestimmt werden. Es hat sich bestätigt, dass die Variante 3 während des Einschwimmvorgangs als ausreichend schwimmstabil zu bewerten ist. Der Ersatzbau des Unterhauptes der Schleuse Schwabenheim ist in Abbildung 3 in seiner Drauf- und Seitenansicht schematisch dargestellt.

Für die Ausführungsvariante 3 werden Stahlschotten (Grafik: rot) an den Stirnseiten des Ersatzneubaus angeordnet. Diese begünstigen den Auftrieb, insofern der Ersatzbau bis auf diese Höhe im Wasser einsinkt. Des Weiteren dienen sie der Sicherung des Bauteils vor Wassereintrag, welcher die Einsinktiefen ungünstig erhöhen würde.

Die Wände des Ersatzhauptes werden in Filigranbauweise gefertigt, d. h. sie werden mit Hohlkammern ausgebildet und in einem späteren Prozess (nach Transport und Einbau) am Bestimmungsort mit Unterwasserbeton verfüllt.

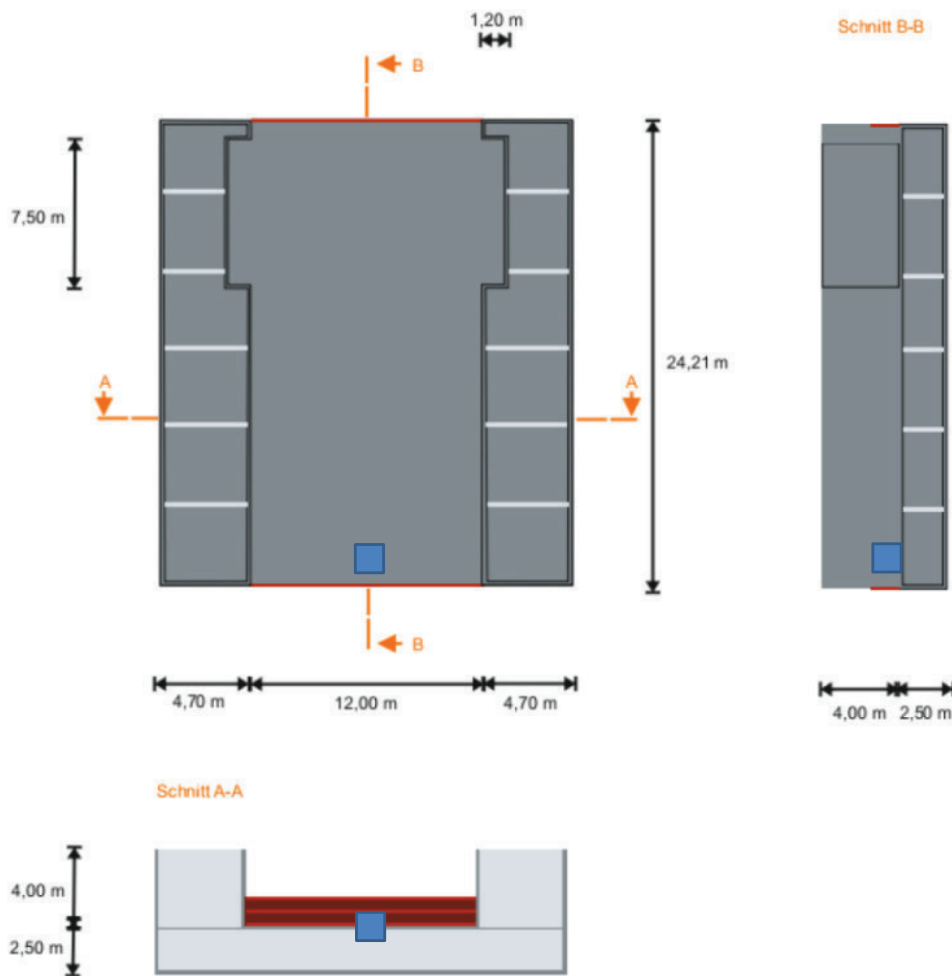


Abbildung 3: Skizzenhafte Darstellung der Variante 3 mit den Schnitten A-A und B-B

Die Filigranwände weisen eine Dicke von 20 cm auf. Innerhalb der Wände werden aus statischen Gründen rund alle 4 m Querschotten (Grafik: hellgrau) angeordnet. Sie besitzen ebenfalls eine Wanddicke von 20 cm. Für ein Unterhaupt sind im Vergleich zum Oberhaupt größere Bauwerkshöhen zu erwarten; das Unterhaupt des Fallbeispiels würde eine Höhe von 15 m aufweisen. Da dieses jedoch aus Gewichts- und Dimensionsgründen nicht ohne weiteres eingeschwommen werden kann, werden für Variante 3 zunächst nur die unteren 6,50 m der Wände eingeschwommen. Die restlichen, oberen 8,50 m werden dann am Einbauort, nach Verfüllen der Grundkonstruktion mit Unterwasserbeton, im Rahmen von konventionellen Betonierarbeiten ergänzt.

Die Sohle wird ebenfalls in Filigranbauweise gefertigt, wobei sie eine Dicke von 25 cm aufweist. Auch in dieser werden alle 4 m Querschotten angeordnet.

Da das Haupt aufgrund der Tornischen unsymmetrisch ausgebildet ist, muss der Antimetrie entgegengewirkt werden, um eine Schrägstellung während des Transportvorgangs zu verhindern. Die Ausbalancierung wird durch die Anordnung eines Wassertanks (Grafik: blau) mit einem speziell darauf ausgelegten Wasservolumen erzielt.

Die Hohlkammern der Wände und Sohle werden hauptsächlich als Wasserballastsysteme für den Einbauvorgang verwendet. Um ein langsames Absetzen des Unterhauptes am Einbauort zu ermöglichen, werden sie gleichmäßig mit Wasser befüllt. Darüber hinaus wird hierdurch die Standsicherheit des Ersatzhauptes an seiner finalen Position gesichert. Des Weiteren können die Wasserballastsysteme, auch zusätzlich zum Tank, zum Ausballastieren während des Einschwimmvorgangs verwendet werden.

3. Fazit und Ausblick

Für das Fallbeispiel der Schleuse Schwabenheim konnte ein Konzept für den Ersatzneubau eines Unterhauptes in einer gesonderten Baugrube, dessen anschließendes Einschwimmen und Absenken am Bestimmungsort sowie dessen dortige Vervollständigung unter Schifffahrtsbetrieb entwickelt werden. Es gilt jedoch zu beachten, dass die ausgearbeitete Machbarkeitsstudie fallspezifisch ist, weshalb hier kein allgemeingültiges Patentrezept vorliegt. Die prinzipiellen Überlegungen können jedoch für ähnlich gelagerte Projekte angewandt werden. Es gilt zu erwähnen, dass im Rahmen der Bemessung des Fallbeispiels einige vereinfachende Annahmen getroffen worden sind, die bei einer Realisierung ggf. kritisch überprüft werden müssten.

Für die konzipierte Instandsetzung des Unterhauptes unter Betrieb wird, im Vergleich zur konventionellen Vorgehensweise, eine erheblich geringere Zeit für die Unterbrechung des Schifffahrtsbetriebes erwartet. Der gesamtwirtschaftliche Vorteil muss in einer Nutzen-Kosten-Analyse jedoch noch genauer untersucht werden. Nichtsdestotrotz besitzt das Verfahren des Einschwimmens großes Potenzial, wofür es sich lohnt, weitere Nachforschungen anzustellen.

Referenzen

- [1] Fleischer, Helmut (2002):
URL: <http://vzb.baw.de/publikationen/kolloquien/0/kemnitz.pdf> (besucht am 26.04.2018)
- [2] Fischer, Uwe; Winter, Frank (2012): Stahlwasserbau nach DIN 19704. In: Tagungsband - Eurocodes für den Verkehrswasserbau. Karlsruhe, 2012. BAW, S.56.
- [3] Amt für Neckarausbau Heidelberg (2017):
URL: <http://www.anh.wsv.de/30-projekte/10-schleusen/20-schwabenheim/index.html> (besucht am 06.06.2018)

Die Endress+Hauser Gruppe

Endress+Hauser ist ein international führender Anbieter von Messgeräten, Dienstleistungen und Lösungen für die industrielle Verfahrenstechnik. Die Firmengruppe zählt weltweit mehr als 13.000 Beschäftigte. 2017 erwirtschaftete sie über 2,2 Milliarden Euro Umsatz.

Struktur

Eigene Sales Center sowie ein Netzwerk von Partnern stellen weltweit kompetente Unterstützung sicher. Product Center in zwölf Ländern erfüllen die Wünsche der Kunden schnell und flexibel. Eine Holding in Reinach/Schweiz koordiniert die Firmengruppe. Als erfolgreiches Unternehmen in Familienbesitz will Endress+Hauser auch künftig selbstständig und unabhängig bleiben.

Produkte

Endress+Hauser liefert Sensoren, Geräte, Systeme und Dienstleistungen für Füllstand-, Durchfluss-, Druck- und Temperaturmessung sowie Analyse und Messwertregistrierung. Das Unternehmen unterstützt seine Kunden mit Automatisierungstechniken, logistischen und informationstechnischen Dienstleistungen und Lösungen. Die Produkte setzen Maßstäbe im Hinblick auf Qualität und Technologie.

Branchen

Die Kunden kommen überwiegend aus den Branchen Chemie/Petrochemie, Lebensmittel, Öl und Gas, Wasser/Abwasser, Energie und Kraftwerke, Life Sciences, Grundstoffe und Metall, Erneuerbare Energien, Papier und Zellstoff sowie Schiffbau. Sie gestalten mit Unterstützung von Endress+Hauser ihre verfahrenstechnischen Abläufe zuverlässig, sicher, wirtschaftlich und umweltfreundlich.

Geschichte

Endress+Hauser wurde 1953 von Georg H. Endress und Ludwig Hauser gegründet. Die Firmengruppe ist seit 1975 im Alleinbesitz der Familie Endress. Das Unternehmen entwickelte sich konsequent vom Spezialisten für Füllstandmessung zum Anbieter von Komplettlösungen für die industrielle Messtechnik und Automatisierung. Gleichzeitig wurden ständig neue Märkte erschlossen.

Weitere Informationen unter
www.endress.com/medienzentrum
oder
www.endress.com



Endress+Hauser

People for Process Automation



Energie- und Messtechnik

SynTHERM

- Untersuchung der synergetischen Nutzbarkeit der kinetischen und thermischen Energie von Oberflächengewässerkörpern an Wasserkraftanlagen-Standorten -

JuWi-Treffen 2018

HELGE BREDE¹, BÄRBEL KOPPE¹

¹ Hochschule Bremen, Fakultät für Architektur, Bau und Umwelt, Institut für Wasserbau, helge.brede@hs-bremen.de

Schlagwörter: THERMISCHE GEWÄSSERNUTZUNG, OBERFLÄCHENGEWÄSSER, WÄRMETAUSCHER, WÄRMEPUMPE, WASSERKRAFTANLAGEN

1. Hintergrund

Wasserkraft ist eine regenerative Energiequelle, die in vorindustrieller Zeit direkt zum Antrieb von Anlagen wie Maschinen und Pumpwerken genutzt wurde, heute jedoch fast ausschließlich in elektrischen Strom umgewandelt wird. Neben der Verwertung der kinetischen Energie zur Stromerzeugung kann auch die thermische Energie von Oberflächengewässern für Kühl- oder Heizzwecke genutzt werden. Bisher ist diese Art der energetischen Nutzung jedoch nur gering verbreitet, wobei in der Regel das zu nutzende Wasser aus dem Gewässer entnommen, dem Verdampfer eines Wärmepumpen-Kreislaufs zugeführt und dann wieder in das Gewässer rückgeführt wird. Möglich ist auch eine direkte Nutzung durch Einbringen eines Wärmetauschers in das Gewässer und dessen Befestigung am Ufer, an der Sohle oder an strömungsfesten Einbauten. Das Wärmetauschermedium wird in diesem Fall mit Hilfe einer angeschlossenen Umwälzpumpe über Rohrleitungen dem Wärmepumpenkreislauf zugeführt.

Vor diesem Hintergrund entstand die Idee, das natürliche Wärmepotential von Oberflächengewässern zu untersuchen und in Kooperation mit Anlagenbauern aus der Wärmetauscher- und Kältetechnik technische Systeme für die Gewinnung und Verwertung zu entwickeln. Seit Februar 2017 läuft ein entsprechendes Kooperationsvorhaben mit dem Akronym **SynTHERM**, welches vom *Institut für Wasserbau der Hochschule Bremen* und den mittelständischen Unternehmen *SEAB GmbH Kleinostheim* und *Tegelbeckers GmbH Stuhr* bearbeitet wird. Das FuE-Kooperationsprojekt wird über eine Laufzeit von 2 Jahren vom *Bundesministerium für Wirtschaft und Energie* über das Förderinstrument *ZIM-Koop – Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand* gefördert.

Ziel des Kooperationsprojekts ist die **Entwicklung von Prototypen eines sogenannten Thermorechens zur Nutzung der thermischen Energie von Oberflächengewässern in Kombination mit Anlagen- oder Fischschutzrechen an Klein- und Großwasserkraftanlagen.** Der vor Ort durch Wasserkraft erzeugte Strom soll hierbei ohne die üblichen Leitungsverluste des überregionalen Leitungsnetzes zum Betrieb der Wärmepumpe verwendet werden. Durch eine synergetische Nutzung der Wasserkraft und der thermischen Energie des Oberflächenwassers kann ein höherer Wirkungsgrad der energetischen Nutzung erzielt werden. Zudem kann eine ggf. vorhandene erhöhte Wärmelast des Gewässers (natürlichen oder anthropogenen Ursprungs) durch die thermische Nutzung verringert werden.

2. Technisches Prinzip des Gesamtsystems

Planmäßig soll die im Kooperationsprojekt ‘SynTHERM‘ zu entwickelnde Anlage aus den folgenden Komponenten bestehen (siehe Abbildung 1):

- (Fischschutzrechen)
- Wärmetauscher
- Wärmepumpe
- Leitungstechnik ggf. mit Speichereinheit und Abnehmer

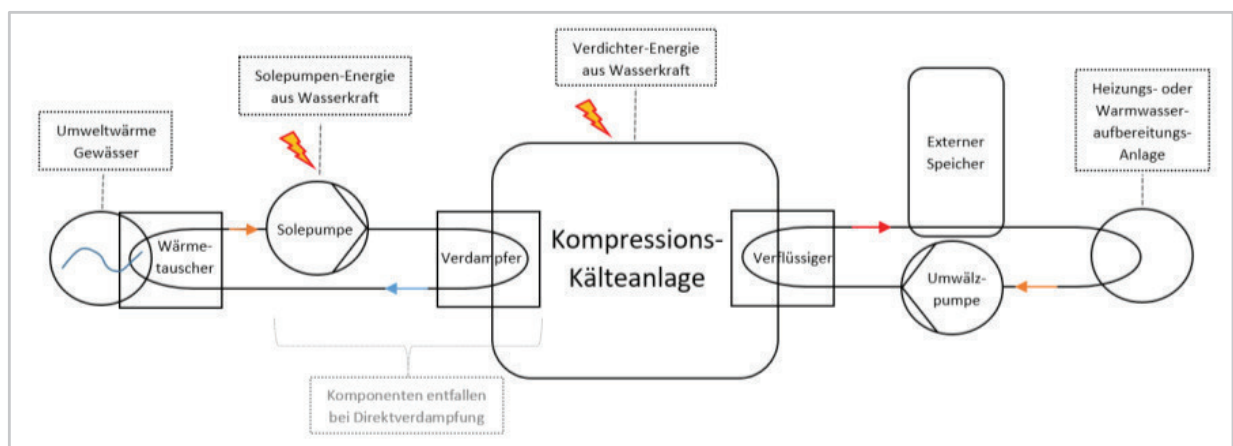


Abbildung 1: Schema des Gesamtsystems

Die Funktionsweise der Anlage basiert auf dem Wärmepumpenprinzip. Das Arbeitsprinzip einer Wärmepumpe besteht darin, der Umwelt Wärme zu entziehen und diese Wärme einem Endverbraucher als Heizwärme und / oder zur Warmwasseraufbereitung zuzuführen. Entgegen den herkömmlichen Anlagen mit Luftverdampfern, Erdsonden oder Kollektoren dient hierbei die Umweltwärme des fließenden Oberflächengewässers am Standort von Wasserkraftwerken als Energielieferant. Das Medium Wasser entspricht also der Wärme-

quelle und das zu beheizende Gebäude der Wärmesenke. Da das Temperaturniveau der Wärmequelle i.d.R. unterhalb des gewünschten Temperaturniveaus der Wärmesenke liegt, muss es zur Nutzbarmachung im Heizkreislauf der Wärmepumpe „hochgepumpt“ werden. Die Pumpenergie, die für diese Arbeit benötigt wird, soll hierbei durch die mithilfe der Wasserkraft gewonnenen elektrischen Energie bereitgestellt werden. Durch diese synergetische Nutzung der Wasserkraft (elektrisch und thermisch) können Leitungsverluste minimiert und der Gesamtwirkungsgrad maximiert werden.

Das Modul beinhaltet eine elektrisch betriebene Kompressions-Kälteanlage mit Regelungstechnik sowie den erforderlichen, externen Wärmetauscher in Form eines Plattenwärmetauschers zur Aufnahme und Abgabe der Wärmeenergie des Wasserkörpers mittels Wärmeträgermedium. Die Möglichkeit der Verwendung eines Direktverdampfungssystems wird gegenwärtig im Rahmen der Entwicklungsphase geprüft. Im Zwischenkreislauf der Anlage soll als Energieträgermedium eine umweltfreundliche Sole-Flüssigkeit verwendet werden. Art und Zusammensetzung werden ebenfalls derzeit überprüft.

Der Thermorechen soll entweder als Einzelplattensystem zur Wandmontage oder als Multiplattensystem zur freien Aufstellung im Gerinne ausgeführt werden. Als Einsatzorte an Wasserkraftanlagen (WKA) kommen der Einlaufbereich zum Turbinenschacht und / oder der Auslaufbereich des Krafthauses in Frage. Im Einlaufbereich der WKA kann der Wärmetauscher auch anstelle des Fischschutzrechen als Querschnitt überspannendes System installiert werden und würde somit eine Doppelfunktion einnehmen. Möglich ist auch eine aufgelöste Bauweise. In diesem Fall müsste aber die Vorderseite des Rekuperators durch einen entsprechenden Rechenstahl verstärkt werden.

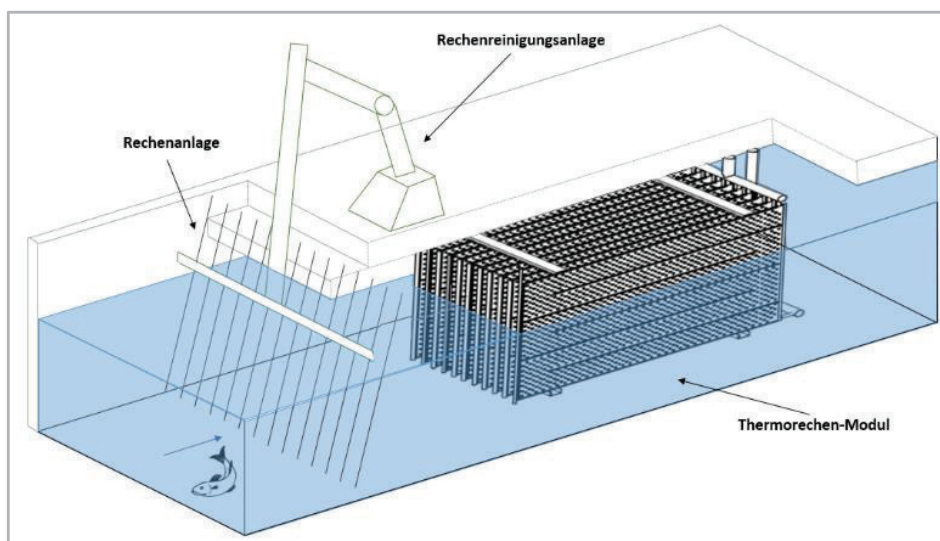


Abbildung 2: Mögliche Anordnung des Thermorechens im abgelösten Bereich des Fischschutzrechen im Einlaufbereich von Wasserkraftanlagen

Die Lamellenabstände, die Bauteillänge als auch die Materialauswahl müssen auf die Randbedingungen des Gewässers wie Fließgeschwindigkeit, Wassertemperatur und ökologische Belastung sowie auf die Betriebsart der WKA insbesondere hinsichtlich der Vermeidung von hydraulischen Verlusten im Turbinenzustrom abgestimmt werden. Um eine sowohl energetisch- als auch hydraulisch-günstige Form und Lage des einzusetzenden Rekuperators für variierende naturräumliche Bedingungen und unterschiedliche Wasserkraftanlagentypen zu ermitteln, laufen seit Winter 2017 entsprechende klein- und großmaßstäbliche Versuche an verschiedenen Modellprototypen eines Thermorechens in künstlichen und natürlichen Strömungsgerinnen.

3. Rechtliche Vorgaben an thermische Gewässernutzung

Hinsichtlich der Konstruktion, des Betriebs und der Reinigung bzw. Wartung von Wärmepumpenanlagen zur thermischen Nutzung von Oberflächengewässern gelten zahlreiche **baurechtliche, sicherheitstechnische und umweltrechtliche Anforderungen**. Im Sinne der Vorbeugung sind Anlagenteile von Wärmepumpen grundsätzlich nach dem Stand der Technik so zu konstruieren, dass Umwelt und Mensch maximal geschützt werden, etwa durch den Einsatz umweltfreundlicher Wärmeträger-, Kälte- und Schmiermittel und die An- und Verwendung baulicher Sicherheitsmaßnahmen zur Verhinderung der Havarie von Gasen und Stoffen in die Umwelt. Neben den *allgemein anerkannten Regeln der Technik* (z.B. DIN EN 378 [5] und DIN 8901 [6]) sind hierbei insbesondere auch die ‘Chemikalien-Klimaschutz-Verordnung’ [3] sowie die ‘Chemikalien-Ozonschicht-Verordnung’ [4] zur Einhaltung von sicherheitstechnischen und umweltrelevanten Vorgaben zu beachten und anzuwenden.

Hinsichtlich des Einsatzes von Wärmetauschertechnik an oder in Oberflächengewässern muss auf Grundlage der europäischen, nationalen und länderspezifischen Gesetzgebung zur Nutzung und Bewirtschaftung von Oberflächengewässern aus wasserrechtlicher Perspektive untersucht werden, welches Anforderungsprofil an die in das Gewässer einzubringende Technologie bezüglich der Vermeidung einer potentiellen Gefährdung der Wasserbeschaffenheit einerseits aus stofflicher Sicht (eingesetzte Kälte- und Solemittel) und andererseits aus temperaturbezogener Sicht (vorgesehener Wärmeentzug- bzw. Wärmeabgabe) zu stellen sind und welche Antragsunterlagen zur Gewährung einer Nutzungsermächtigung gegenüber den zuständigen Wasserbehörden einzureichen sind. In der Wassergesetzgebung gilt grundsätzlich Europarecht vor Bundesrecht. Auf nationaler Ebene steht Bundesrecht nach Art. 74 GG [8] in konkurrierender Gesetzgebung mit dem Landesrecht.

Obwohl die ‘Europäische Wasserrahmenrichtlinie’ (EU-WRRL, [7]) das maßgebende europäische Wasserregelwerk hinsichtlich Nachhaltigkeit und Umweltschutz darstellt, finden sich darin bezüglich der thermischen Nutzung von Oberflächengewässern keine definitiven Vorgaben in Form von Temperaturgrenzwerten oder dergleichen. Konkretere Anforderungen finden sich erst auf Bundesebene, im ‘Wasserhaushaltsgesetz’ (WHG, [10]) und in der ‘Verordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen’ (AwSV, [2]) sowie der ‘Verordnung zum Schutz der Oberflächengewässer’ (OGewV, [9]). Ob der mittels eingetauchtem Wärmetauscher angestrebte Wärmeaustausch mit dem Wasserkörper einer Gewässerbenutzung im rechtlichen Sinne entspricht, regelt das WHG. Nach §9 WHG sind Wasserbenutzungen alle „Maßnahmen, die geeignet sind, dauernd oder in einem nicht nur unerheblichen Ausmaß nachteilige Veränderungen der Wasserbeschaffenheit herbeizuführen“. Hierfür benötigt es nach §8 WHG grundsätzlich einer *Erlaubnis* oder *Bewilligung*. Nach §3 WHG ist die Wasserbeschaffenheit „*die physikalische, chemische oder biologische Beschaffenheit des Wassers eines oberirdischen Gewässers ...*“. Das Ausmaß der Veränderung der Wasserbeschaffenheit stellt hierbei also das Entscheidungskriterium über die Notwendigkeit eines Antragverfahrens zur thermischen Gewässernutzung dar. Insofern durch die Nutzung der Thermo-Anlage unter Berücksichtigung sämtlicher baurechtlicher, sicherheitstechnischer und umweltrechtlicher Vorgaben nachweislich keine nachteilige Veränderung der Gewässerbeschaffenheit zu erwarten wäre, besteht demnach keine rechtliche Notwendigkeit zur Beantragung einer Nutzungsermächtigung. Ist hingegen durch die thermische Nutzung des Wasserkörpers eine nachteilige bzw. schädliche Veränderung der Gewässerbeschaffenheit zu erwarten, weshalb der Betrieb der Anlage als *Benutzung* im rechtlichen Sinne angesehen werden würde, müsste die Ermächtigung zur Nutzung zunächst seitens der zuständigen Wasserbehörde erteilt werden. Ob die Voraussetzungen für die Erteilung einer Nutzungsermächtigung erfüllt sind, obliegt dann weiterhin dem „*plichtgemäßen Ermessen der zuständigen Behörde*“ (§12 WHG).

Im Gegensatz zu den vagen Bestimmungen der übergeordneten europäischen und der untergeordneten deutschen Gewässerschutzgesetzgebung (vgl. [2], [7], [9], [10]) liegen beispielsweise in der Schweiz bereits klare Vorgaben bezüglich Konstruktion, Einbringung und Nutzung von Anlagen zur thermischen Nutzung der Umweltwärme von Oberflächengewässern vor (vgl. [1]). Ebenso sind die Mindestanforderungen an die Erteilung einer Konzession bzw. Bewilligung zur Nutzung detailliert, konkret und transparent dargestellt, weshalb im Falle der Vorgabenerbringung durch den Anlagenbetreiber in der Schweiz von einer höheren Planungs- und Umsetzungssicherheit des Vorhabens ausgegangen werden kann als in den Mitgliedsstaaten der Europäischen Union.

4. Naturräumliche und konstruktive Grundlagen

Hinsichtlich der Entscheidungsfindung über den Einsatz eines Thermorechens an einer WKA zur thermischen Energiegewinnung müssen neben den wasserrechtlichen Vorgaben auch die betrieblichen und konstruktiven Randbedingungen von WKA und insbesondere auch die naturräumlichen Anforderungen durch und an den Wasserkörper bezüglich Wärmeaustauschvermögen beleuchtet und analysiert werden. Dabei spielen folgende Kriterien einen maßgeblichen Einfluss:

- **Konstruktive und topographische Bedingungen an WKA**
- **Hydrologische und hydraulische Bedingungen im Triebwasserkanal**
- **Temperaturanforderungen und -bedingungen im Wasserkörper**
- **Hydroökologische Bedingungen**
- **Energiewirtschaftliche und geographische Bedingungen**

Aus der ganzheitlichen Betrachtung verschiedener Typen und Standorte von WKA hinsichtlich der Sondierung über eine thermische Gewässernutzung wird schnell deutlich, dass an (Pump-)Speicherkraftwerken die hydraulischen und hydroökologischen Bedingungen der betreffenden Oberflächengewässerkörpern eher ungünstige Rahmenbedingungen für den effizienten Betrieb einer Wärmepumpe bieten und weiterhin auch die baulichen und operativen Möglichkeiten zur Anbringung von Wärmetauscherelementen am Einlaufbauwerk des Krafthauses ungünstig ausfallen. Aus diesen Gesichtspunkten heraus, sind die **Staubecken und Einlaufbauten von Speicher- und Pumpspeicherkraftwerken als Einsatzorte für Technologien zur direkten thermischen Gewässernutzung tendenziell eher ausschließen. Aus naturräumlicher und konstruktiver Sicht bieten sich dahingegen Laufwasserkraftanlagen an fließenden Gewässern eher als Einsatzorte an.** Hinsichtlich der Erbringung einer effizienten Kälteentzugsleistung der einzusetzenden Thermo-Anlage im Jahresverlauf weisen mögliche Fließgewässer-Abschnitte an bevorzugten Laufwasserkraftanlagen im Idealfall hohe Abflussraten bei geringer biologischer Verschmutzung und geringer Treibgutfracht ganzjährig auf. An präferierten Kraftwerksstandorten ist ferner das Niveau der Wassertemperaturen im Sommer idealerweise vergleichsweise niedrig und im Winter vergleichsweise hoch. Der Wärmeaustausch mit dem Wasserkörper ist bei extremen hydrothermischen Ausgangsbedingungen zu drosseln oder zu unterbinden. Grundvoraussetzung für den Einsatz eines Thermo-Moduls an einer Laufwasserkraftanlage ist die sichere und möglichst trockene Zugänglichkeit zum Einbauort aus Gründen der Installation, Reinigung / Wartung des Moduls. Zudem sollte sich die Laufwasserkraftanlage zur verlustarmen Abführung der erzeugten Nahwärme in siedlungsnaher Lage (Erfahrungswert: Leitungslänge < 1.000m) befinden.

Danksagung

An dieser Stelle möchten wir uns bei den Kooperationspartnern, der *SEAB GmbH* aus Kleinostheim und der *Tegelbeckers GmbH* aus Stuhr, für ihre Beteiligung am Projekt in den Teilgebieten Wärmetauscher- und Kältetechnik bedanken. Besonderer Dank gilt der *Fakultät für Bauingenieurwesen der Hochschule Wismar* – insbesondere Prof. Dr.-Ing. Olaf Niekamp und Dipl.-Ing. Anke Kullat, welche uns im Rahmen einer Forschungsk Kooperation ihre Wasserbauhalle für kleinmaßstäbliche Untersuchungen zur Verfügung stellt. Zuletzt möchten wir uns beim *Bundesministerium für Wirtschaft und Energie* für ihre finanzielle Unterstützung bedanken.

Referenzen

- [1] AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (2008): Planungshilfe Wärme- Kältenutzung aus Flüssen und Seen des Kantons Zürich.
- [2] AwSV Verordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (2017). Bundesverordnung.
- [3] ChemKlimaschutzV (2008): Verordnung zum Schutz des Klimas vor Veränderungen durch den Eintrag bestimmter fluorierter Treibhausgase. Bundesverordnung.
- [4] ChemOzonSchichtV (2012): Verordnung über Stoffe, die die Ozonschicht schädigen. Bundesverordnung.
- [5] DIN EN 378 (2017): Kälteanlagen und Wärmepumpen – Sicherheitstechnische und umweltrelevante Anforderungen.
- [6] DIN 8901 (2002): Kälteanlagen und Wärmepumpen – Schutz von Erdreich, Grund- und Oberflächenwasser – Sicherheitstechnische und umweltrelevante Anforderungen und Prüfung.
- [7] EG-WRRL Europäische Wasserrahmenrichtlinie (2000): Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates.
- [8] GG Grundgesetz (2017): Grundgesetz für die Bundesrepublik Deutschland. Bundesverfassung.
- [9] OGewV Oberflächengewässerverordnung (2016): Verordnung zum Schutz der Oberflächengewässer. Bundesverordnung.
- [10] WHG Wasserhaushaltsgesetz (2009): Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts. Bundesgesetz.

Untersuchung von Schaufelformen für ein Zuppinger Wasserrad

PATRICK ÖLKE¹, MARTIN WEBER¹

¹ Hochschule Darmstadt, Fachbereich Bauingenieurwesen, Schwerpunkt Wasserwirtschaft und Umwelttechnik, martin.weber@h-da.de

Schlagwörter: KLEINWASSERKRAFT, ZUPPINGER WASSERRAD, SCHAUFELFORM, WIRKUNGSGRAD, WASSERSTANDSMESSUNG

1. Einleitung

Der steigende Energiebedarf und die vermehrte Nutzung erneuerbarer Energien führen zu Modernisierung und Neubau von Wasserkraftanlagen mit kleinen Fallhöhen. Die Nutzung dieser kleinen Fallhöhen erfolgt oft durch Zuppinger Wasserräder, für die zwei Schaufelformen eingesetzt werden: nach Müller [1] oder Nuernbergk [2]. An einem Modellrad im Maßstab 1:5 werden in der Wasserbauhalle der Hochschule Darmstadt beide Schaufelformen untersucht und anhand von Wirkungsgrad und Leistung verglichen. Zur Bestimmung dieser Größen ist die Fallhöhe zu ermitteln. Dabei ist nicht eindeutig, an welchen Stellen im Ober- und Unterwasser des Wasserrades die Wasserspiegel gemessen werden müssen. Eine Veränderung der Messstellen für die Wasserspiegel wirkt sich allerdings maßgeblich auf die Höhe des Wirkungsgrades und der Leistung aus.

2. Versuchsaufbau

Beim Zuppinger Wasserrad handelt es sich um ein mittel- bis unterschlächtiges Wasserrad mit Überfalleinlauf. Das Modellrad besitzt bei einem Durchmesser von 1,80 m eine Breite von 0,90 m. Das Rad wird in einem Betonkropf betrieben, das Spaltmaß der Schaufelkanten zum Kropf sowie das seitliche Spaltmaß zu den Glasscheiben der Versuchsrinne beträgt ca. 0,005 m. Die Höhen des Bodenelementes in Bezug zur Wasserradachse sind in Abbildung 1 dargestellt.

Zur Einstellung der Drehzahl befindet sich am Ende der Wasserradwelle nach einem Übersetzungsgetriebe eine Magnetspulverbremse. Mit Hilfe der vor dem Getriebe installierten Drehmomentmesswelle und des auf der anderen Seite der Wasserradwelle angeordneten Drehgebers werden in einer LabVIEW-Umgebung Drehmoment und Drehzahl des Rades erfasst.

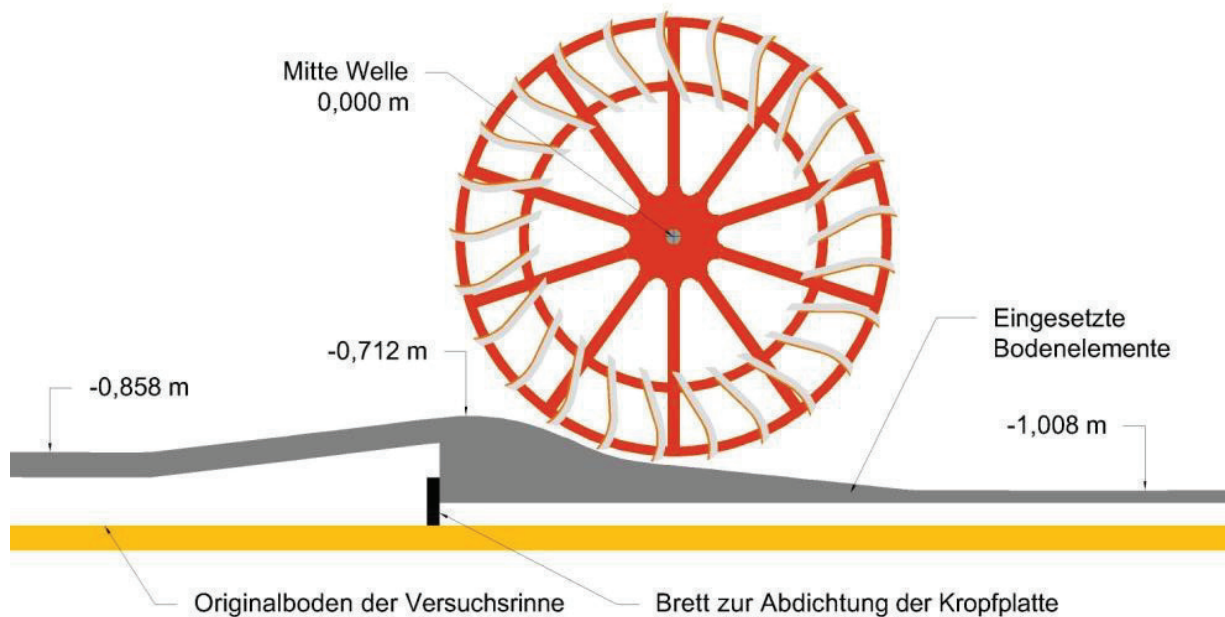


Abbildung 1: Längsschnitt des Versuchsstandes

Der Durchfluss wird mit einem MID in der Zuleitung zur Versuchsrinne gemessen. Um die Fallhöhe zu messen wurden die Ober- und Unterwasserstände in der Vergangenheit über zwei Drucktransmitter, welche etwa 3,5 m vor, bzw. 2,5 m hinter dem Wasserrad installiert waren, gemessen.

Da sich der Unterwasserstand bei Austritt der letzten Schaufel aus dem Wasser oft anders einstellt als an der etwas weiter unterstrom gelegenen Messstelle, wurde der Wasserspiegel bei Austritt der letzten Schaufel aus dem Wasser zusätzlich manuell per Gliedermaßstab erfasst.

Während der Versuchsdurchführung mit den Schaufeln nach Nuernbergk wurde eine teils erhebliche Absenkung des Oberwasserspiegels kurz vor Eintritt der ersten Schaufel ins Wasser festgestellt. Um diese Absenkung bei Ermittlung der Fallhöhe zu berücksichtigen, wurde auch an dieser Stelle eine manuelle Messung per Gliedermaßstab durchgeführt.

Die Untersuchungen zu den Schaufeln nach Müller [1] sind ausführlich in [3] darstellt, die Untersuchungen zu den Schaufeln nach Nuernbergk [2] in [4].

3. Versuchsdurchführung und -auswertung

Für die Untersuchungen wurden mit einer Wehrklappe am Ende der Rinne unterschiedliche Fließtiefen im Unterwasser eingestellt und über Messung durch einen Stechpegel im Unterwasser kontrolliert. Untersucht wurden hierbei die Fließtiefen 35; 30; 25 und 20 cm. Weiterhin folgten Messungen mit offener Wehrklappe, bei welchen das Wasser frei aus dem Rad fließen konnte.

Die fünf Drehzahlen von 6,2; 6,9; 7,6; 8,3 und 9,0 U/min wurden aus den Messungen mit den Schaufeln nach Müller übernommen. Für die Messungen mit den Schaufeln nach Nuernbergk wurde die Konstruktionsdrehzahl dieser Schaufeln von 5,2 U/min hinzugefügt. Es wurden Durchflüsse zwischen 25 und 200 l/s eingestellt, die Abstufung erfolgte in Schritten je 25 l/s; zusätzlich erfolgte noch die Messung bei 57 l/s, da es sich dabei um den Konstruktionsdurchfluss der Schaufeln nach Nuernbergk handelt.

Die Bestimmung des Wirkungsgrades erfolgte durch Division der mechanischen Leistung durch die hydraulische Leistung. Für die Bestimmung der mechanischen Leistung wurde Gleichung Gl.1 verwendet [5].

$$P_{me} = \frac{M \cdot 2 \cdot \pi \cdot n}{60} \quad \text{Gl.1}$$

mit P_{me} = mechanische Leistung [W]
 M = Drehmoment [Nm]
 n = Drehzahl [U/min]

In der ermittelten mechanischen Leistung am Versuchsstand sind die Verluste aus den Lagern des Wasserrades bereits enthalten, da die Drehmomentmesswelle erst nach den Lagern angeordnet ist. Zur Ermittlung der hydraulischen Leistung wurde Gleichung Gl.2 verwendet [5].

$$P_{hy} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta H \quad \text{Gl.2}$$

mit P_{hy} = hydraulische Leistung [W]
 ρ = Dichte [kg/m³]
 Q = Durchfluss [m³/s]
 ΔH = Fallhöhe [m]

Drehmoment, Drehzahl und Durchfluss wurden mit den genannten Instrumenten gemessen. Die Fallhöhe hingegen musste durch Subtraktion des Unterwasserspiegels vom Oberwasserspiegel berechnet werden. Da die kinetische Energie des Wassers einen Anteil an der Leistung des Wasserrades hat, wurde diese zur Bestimmung der Fallhöhe zum jeweiligen Wasserspiegel addiert. Die Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit erfolgte über die Kontinuitätsgleichung.

4. Versuchsergebnisse

Der Vergleich der beiden Schaufelformen erfolgte über die gemessenen Unterwasserstände. Hier wird allerdings nur der Vergleich mit einem Unterwasserstand von 30 cm dargestellt, die weiteren Analysen sind in [4] beschrieben. Abbildung 2 zeigt die Wirkungsgradverläufe.

Für den Vergleich der Schaufelformen wurden die drei Drehzahlen 6,2; 7,6 und 9,0 U/min verwendet, da für diese Drehzahlen Vergleichsdaten der Schaufeln nach Müller zur Verfügung standen [3]. Bei den Messungen mit den Schaufeln nach Müller wurde bei Austritt der letzten Schaufel aus dem Wasser nur die Wasserspiegelhöhe und nicht die Fließtiefe gemessen, eine Berechnung der kinetischen Energie an dieser Stelle war daher nicht möglich. Zur Bestimmung der Fallhöhe wurde die kinetische Energie im Bereich des Drucktransmitters im Unterwasser zur Wasserspiegelhöhe bei Austritt der letzten Schaufel aus dem Unterwasser addiert. Abbildung 2 zeigt die so berechneten Wirkungsgrade.

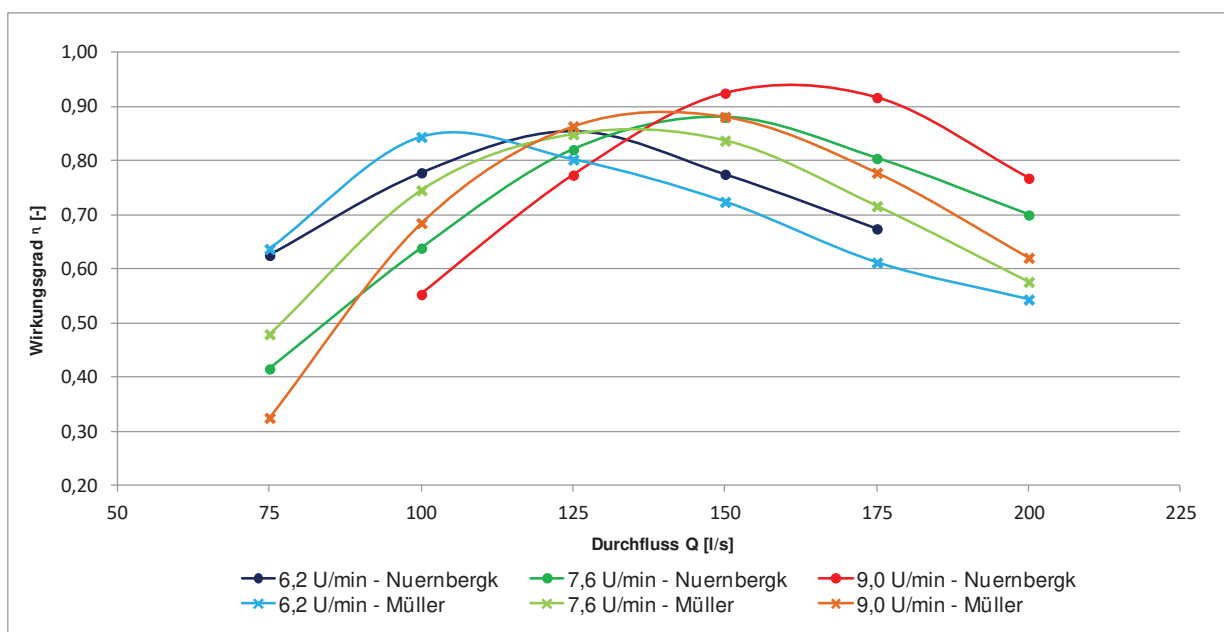


Abbildung 2: Wirkungsgradvergleich über die Schaufelformen bei 30 cm Unterwasserstand

Die Durchflüsse 75 und 100 l/s stellen für beide Schaufelformen bei der niedrigsten Drehzahl von 6,2 U/min den besten Wirkungsgrad dar. Die Schaufelform nach Müller erzielt dabei die etwas besseren Werte. Zwischen 100 und 125 l/s kreuzen sich die Kurven beider Schaufelformen, die Kurve der Form nach Nuernbergk erreicht ab diesem Punkt den höheren Wert. Bei Betrachtung aller Drehzahlen dominiert beim nächsthöheren Durchfluss von 125 l/s bereits die Drehzahl 9,0 U/min mit der Form nach Müller. Die Kurven der Drehzahl 7,6 U/min liegen dauerhaft im mittleren Bereich und stellen keinen Maximalwert dar. Allerdings sind auch hier sowie bei 9,0 U/min für kleine Durchflüsse bei der Müller-Schaufelform bessere Werte erkennbar. Zwischen 125 und 150 l/s kreuzen beide Drehzahlen ihre Vergleichskurve, danach liegt die Kurve nach Nuernbergk-Schaufelform höher. Den maximalen Wirkungsgrad erreicht zunächst die Kurve der Schaufelform nach Müller, ehe ab

150 l/s der Maximalwert von der Schaufelform nach Nuernbergk erreicht wird. Dieses Aussehen des Kurvenverlaufes ist für die anderen Unterwasserstände weitestgehend ähnlich, wie in [4] eingesehen werden kann.

In Abbildung 3 werden die Wirkungsgrade der Schaufelform nach Nuernbergk bei einem Unterwasserstand von 30 cm für die sechs Drehzahlen dargestellt. Die Fallhöhe wird aus den Messwerten bei Eintritt der ersten Schaufel in das Wasser und Austritt der letzten Schaufel aus dem Wasser ermittelt. Die kinetische Energie wurde hierbei für die jeweilige Stelle berechnet, an welcher auch der Wasserspiegel gemessen wurde.

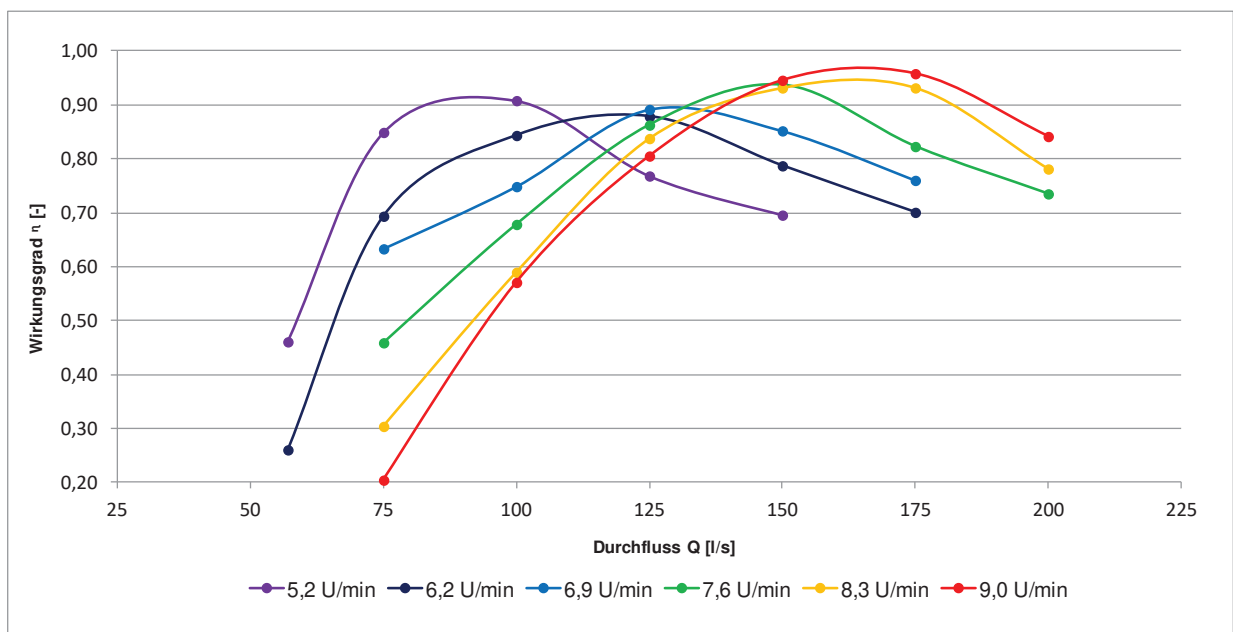


Abbildung 3: Wirkungsgrad unter Verwendung der Messwerte an erster und letzter Schaufel bei 30 cm Unterwasserstand

Bei diesem Vergleich ist das gleiche Verhalten der Drehzahlen ersichtlich, welches bereits bei dem Vergleich der Schaufelformen erkannt wurde: Die niedrigste Drehzahl von 5,2 U/min stellt bei den kleineren Durchflüssen bis 100 l/s klar den besten Wirkungsgrad dar. Für die größeren Durchflüsse ab 150 l/s wird der beste Wirkungsgrad von der höchsten Drehzahl 9,0 U/min erreicht. Im Bereich zwischen diesen beiden Durchflüssen erreicht jede Drehzahl, aufsteigend mit Erhöhung des Durchflusses, in einem kurzen Abschnitt den besten Wirkungsgrad.

Auffällig ist bei beiden Grafiken, dass mit beiden Schaufelformen für Wasserräder sehr hohe Wirkungsgrade von über 90 % erreicht wurden; beide Wasserradbauer nennen als maximalen Wirkungsgrad für ein Wasserrad dieser Bauart etwa 80 % [1, 2]. Bei beiden Autoren wird der Unterwasserstand unterhalb des Wasserrades zur Berechnung der Fallhöhe verwendet; wo genau

gemessen wird, wird nicht angegeben. Die Analysen zeigen, dass die Lage der Messpunkte zur Bestimmung der Fallhöhe einen signifikanten Einfluss auf den Wirkungsgrad hat. Gestützt wird diese Aussage durch die Beobachtung, dass insbesondere bei den höheren Unterwasserständen von 30 und 35 cm innerhalb des Wasserrades ein niedrigerer Wasserspiegel beobachtet werden kann, als bei Austritt der letzten Schaufel aus dem Wasser gemessen wurde. Eine Erfassung der Wasserspiegel im Rad, deren Einfluss auf die Fallhöhe und damit auf den Wirkungsgrad wird derzeit untersucht.

5. Zusammenfassung

Mit der Schaufelform nach Nuernbergk wird im Vergleich zur Schaufelform nach Müller bei großen Durchflüssen ein wesentlich besserer Wirkungsgrad erzielt. Die Schaufeln nach Müller bewirken dagegen bei den kleineren Durchflüssen einen besseren Wirkungsgrad. Dies ist verwunderlich, da die Schaufelform nach Nuernbergk mit einem Durchfluss von 57 l/s bemessen wurde, während für die Schaufelform nach Müller ein Konstruktionsdurchfluss von 125 l/s Anwendung fand. Insgesamt werden mit dem Modellwasserrad sehr hohe Wirkungsgrade von bis zu über 90 % erreicht, welche zunächst nicht realistisch erscheinen. Daher wird derzeit der Verlauf der Wasserspiegellage im Wasserrad und die Ober- und Unterstrom gemessenen Wasserspiegel untersucht, um den Einfluss der Lage der Messpunkte im Längsverlauf auf den Wirkungsgrad zu analysieren.

Referenzen

- [1] Müller, Wilhelm (1939): Die Wasserräder. 2. Auflage. Detmold, S. 81-82.
- [2] Nuernbergk, Dirk Michael (2013): Wasserräder mit Kropfgerinne. Berechnungsgrundlagen und neue Erkenntnisse. 2. Auflage. Detmold, S. 145-153.
- [3] von Harten, Matthias (in prep): Analyse des Zuppinger-Wasserrades: Hydraulische Optimierungen unter Berücksichtigung ökologischer Aspekte. Dissertation an der Universität Stuttgart.
- [4] Ölke, Patrick (2018): Bericht zum Selbstständigen wissenschaftlichen Forschungsprojekt. Modul 4005 im Masterstudiengang Bauingenieurwesen an der Hochschule Darmstadt.
- [5] Gieseke, Jürgen; Heimerl, Stephan; Mosonyi, Emil (2014): Wasserkraftanlagen. Planung, Bau und Betrieb. 6. Auflage. Berlin.

Luftgestütztes Monitoring und Entwicklung einer hydromorphologischen Erfolgskontrolle von renaturierten Fließgewässer

FELIX DACHENEDER¹

¹ *Universität Duisburg-Essen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Abteilung Bauwissenschaften, Fakultät für Ingenieurwissenschaften, felix.dacheneder@uni-due.de*

Schlagwörter: FERNERKUNDUNG, RENATURIERUNG, GEWÄSSERSTRUKTURGÜTE

1. Veranlassung

Viele Fließgewässer in Deutschland und Europa wurden durch die im Jahre 2000 in Kraft getretene EG-Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) versucht ökologisch aufzuwerten. Dabei ist ein wichtiger Bestandteil eine strukturelle Umgestaltung, bei der Befestigungen an Sohle und Ufer entfernt, dass Gewässer naturnah gestaltet und damit morphodynamische Prozesse initiiert werden. Über die Zusammenhänge zwischen biologischer Wiederbesiedelung und Morphodynamik sowie das langfristige morphodynamische Fortschreiten eines Gewässers gibt es vor allem an kleinen Fließgewässern nur wenig Erkenntnisse [1]. Ziel dieser Arbeit ist es mittels Luftbilddauswertung von unbemannten Luftfahrzeugen (engl. Unmanned Aerial Vehicle, UAV) die Fließgewässerentwicklung zu erfassen und die Vorhersagbarkeit der Morphologie und der damit einhergehenden Habitatvariabilität zu verbessern.

In den meisten Bundesländern machen die kleinen Fließgewässer den Hauptanteil der Gewässerstrecke aus – in NRW beispielsweise bis zu zwei Drittel. Diese lassen sich aber auf Grund ihrer geringen Gewässerbreite und -tiefe sowie naturnaher morphologischer Prägungen wie z.B. Längsbänke, Seichtwasserzonen oder Totholzansammlungen nicht mit den heute gängigen bootbasierten Methoden Echolot oder ADCP erfassen. In Gewässern, welche zu Fuß durchschritten werden können, kann eine sehr zeit- und personalintensive manuelle Vermessung und Kartierung erfolgen. Daher wurden in Nordrhein-Westfalen die bis 2003 426 durchgeführten Renaturierungsprojekte nur zu 6,4 % durch ein Monitoring begleitet [5]. Ein alternativer Ansatz zur personellen Kartierung stellt die objektbasierte Klassifizierung von Flächen mittels Luftbilddaufnahmen von UAVs dar [3].

2. Grundlagen

Fließgewässerentwicklung kann auf unterschiedlichen räumlichen und zeitlichen Skalen betrachtet werden. Talform, Gefälle, Geologie oder Landnutzung prägen das Gewässer großskalig. Maßnahmen im Zuge einer Renaturierung beeinflussen meist kleinräumigere Eigenschaften des Gewässers auf einigen hundert Metern. Dabei wird vor allem Einfluss auf Fließlänge, Uferstruktur, Gefälle, Windungsgrad, Gewässersohle, Fließgeschwindigkeit und – tiefe genommen. Diese initiale Veränderung hat wiederum Auswirkungen auf die mikroskaligen, habitatprägenden Eigenschaften wie z.B. Substratdiversität, welche sich kontinuierlich durch Erosion und Deposition verändert. Mesoskalige wahrnehmbare Veränderungen wie die Bildung von Inseln und Längsbänken sind erst nach mehreren Wochen, bzw. Monaten zu erkennen.



Abbildung 1: Hydromorphologische Habitatskizze für den sehr guten ökologischen Zustand eines Sand- und lehmgeprägten Tieflandflusses, verändert nach [6]

Zur Bewertung der hydromorphologischen Entwicklung wird zum einen das Verfahren der Gewässerstrukturgüte (GSG) verwendet, zum anderen die Orientierung an den hydromorphologischen Steckbriefen der deutschen Fließgewässertypen [6]. Die GSG ist ein Maß, welches abschnittsbasiert durch Haupt- und Einzelparameter die Naturnähe des Flusslaufes als auch der Aue beschreibt. Die hydromorphologischen Steckbriefe beinhalten Darstellungen und Beschreibungen der heutigen potenziell natürlichen morphologischen Zustände

(Abbildung 1) für die einzelnen Fließgewässertypen. Diese Leitbilder dienen als Referenzzustand und zur Herleitung des sehr guten ökologischen Zustandes gemäß EG-WRRL [6].

3. Konzeptentwicklung einer morphologischen Erfolgskontrolle von Renaturierungsmaßnahmen

Eine Renaturierungsmaßnahme verändert das Landschaftsbild als auch initiiert sie eine Entwicklung der Gewässermorphologie und beeinflusst somit die ganze Fließgewässerlebensgemeinschaft. Ein Monitoring dieser sehr komplex untereinander beeinflussenden Prozesse ist sehr aufwendig und nur schwer zu standardisieren. Daher empfiehlt es sich einen thematischen Schwerpunkt zu setzen, z.B. die Gewässermorphologie, um daraus den Erfolg abzuleiten [1].

Zur Bewertung der hydromorphologischen Entwicklung wird hier eine Kombination von Haupt und Einzelparametern der GSG gewählt, welche sich über eine bildgebende Klassifizierung der durch UAV erzeugten Luftbilder quantifizieren lässt. Über den Zeitraum von drei Jahren werden drei verschiedene Renaturierungsabschnitte von einer Länge von 1,5 km an Lippe, Emscher und Boye vierteljährlich, bzw. nach morphologisch prägenden Ereignissen (z.B. Hochwasser) befliegen und das entwickelte Konzept getestet. Die Untersuchungsgebiete befinden sich in unterschiedlichen Stadien des Renaturierungsprozesses: im Umbau, ein Jahr nach Umbau und elf Jahre nach Umbau.

4. Luftgestützte Untersuchung und Bewertung der Gewässer

Seit einiger Zeit finden vermehrt UAVs ihren Einsatz in der Erzeugung von hochauflösenden georeferenzierten Bildern aus geringer Höhe von bis zu 100 m. Eine anschließende Bearbeitung mittels „Structure-from-Motion“-Methode [2, 7] der Software Pix4D lässt aus überlappenden Bilderreihen dichte 3D-Punktwolken und digitale Oberflächenmodelle (DOM) erstellen. Des Weiteren können großflächige Orthofotos mit einer Auflösung von bis zu 0,5 cm pro Pixel (cm/px) erzeugt werden und erhöhen den Detailgrad gegenüber normalen Luftbildaufnahmen (30 cm/px) um ein Vielfaches.

Die gewonnenen zweidimensionalen Orthofotos sollen objektbasiert zu einzelnen Layern klassifiziert werden. Dazu stehen Tools in Matlab, ArcMap (Esri) oder eine kommerzielle Softwarelösung, eCognition, der Firma Trimble zur Verfügung. Mit den erzeugten Layern soll orientiert an den gewählten Einzelparametern der Gewässerstrukturgütekartierung, wie z.B. Laufentwicklung, Längsprofil oder Sohlstruktur, eine Aussage über die hydromorphologische

Entwicklung abgeleitet werden. Die Flächen verschiedener Substrate, Fließtiefen oder Laufverengungen werden über verschiedene Klassifizierungsverfahren quantifiziert. Zum Beispiel werden die Anteile der verschiedenen Sohlsubstrate an Hand von ausgewiesenen Trainingsflächen über deren Farbstruktur bestimmt (Abbildung 2) und mit der Substratzusammensetzung des Referenzzustands verglichen. Somit können Aussagen über die morphologische Entwicklung als auch über die Zielerreichung des Leitbildes abgeleitet werden.

Um Bereiche des Auf- und Abtrags zu identifizieren und somit volumetrische Veränderungen feststellen zu können, werden die erzeugten DOMs in ArcScene (Esri) oder die entstandenen Punktwolken in der Freeware Cloudcompare miteinander verschnitten [4].

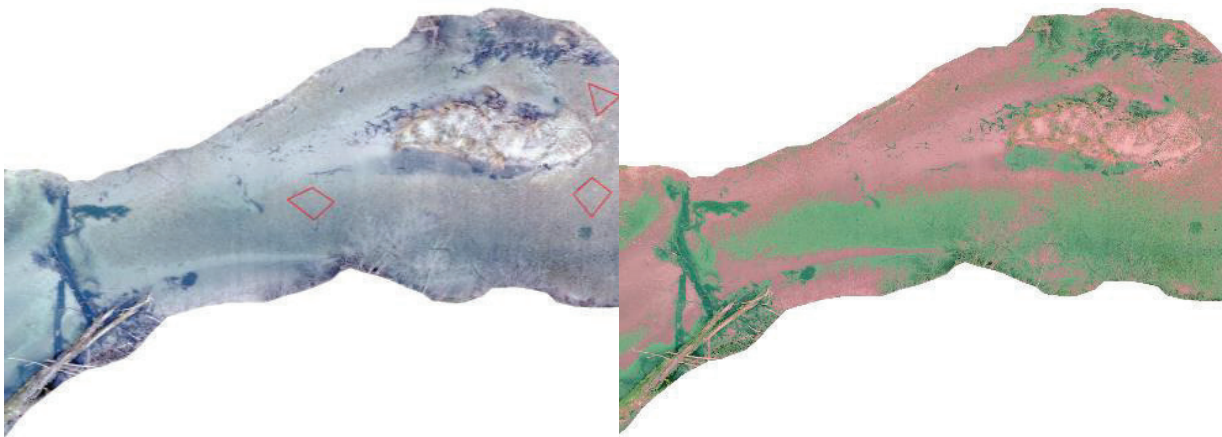


Abbildung 2: Überwachte Klassifikation zur Identifizierung von Kiesstrukturen (rechts; grüne Flächen) auf der Gewässersohle mittels ausgewiesener Trainingsflächen (links; rot umrandet) der ISO Cluster Classification in ArcMap (links)

5. Fazit und Ausblick

Mit UAV erzeugte Luftbildaufnahmen bieten mit einer Steigerung der Bildauflösung gegenüber Satelliten- Luftbilddaten einen deutlichen Informationsgewinn. Dieser macht eine Entwicklung einer hydromorphologischen Erfolgskontrolle mittels bildbasierter Flächenklassifizierung erst möglich, da die zu erkennenden Strukturen sich im Zentimeter Bereich befinden. Klar unterscheidbare Objekte, wie Vegetation und Totholz sind auf Grund des klar strukturellen und farblichen Unterschieds sehr einfach zu klassifizieren. Ähnliche Strukturen, wozu die verschiedenen Sohlsubstrate gehören, lassen eine eindeutige Klassifizierung nicht immer zu. Dabei sollen verschiedenen Vorgehensweisen der Luftbildaufnahme als auch verschiedene Klassifikationsverfahren getestet

werden. Dabei steht auch unter besonderer Betrachtung die Anwendung verschiedener UAVs, bzw. Sensoren, und die damit verbundenen Variationen der Ergebnisse.

Referenzen

- [1] Berger, Viktoria (2017): Ansätze Zur Quantifizierung Des Renaturierungserfolgs: Beispielhafte Betrachtungen in Sandgeprägten Tieflandflächen. Essen, 164.
- [2] Burns, J. H. R.; Delparte, D. (2017): Comparison of commercial structure-from-motion photogrammetry software used for underwater three-dimensional modeling of coral reef environments. In: International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences - ISPRS Archives. Jg. 42. Heft 2W3, S. 127–131.
- [3] Casado, Monica Rivas; Rocio Ballesteros Gonzalez; Thomas Kriebaumer; Amanda Veal (2015): Automated identification of river hydromorphological features using UAV high resolution aerial imagery. In: Sensors. Jg. 15. Heft 11, S. 27969–27989.
- [4] Rauhala, Anssi; Tuomela Anne; Davids, Corine; Rossi, Pekka (2017): UAV Remote Sensing Surveillance of a Mine Tailings Impoundment in Sub-Arctic Conditions. In: Remote Sensing. Jg. 9, Heft 12, S. 1318.
- [5] Schattmann, Andreas (2014): Ökologische Wirksamkeit von Renaturierungsmaßnahmen an Einem Tieflandfluss. Essen, 311.
- [6] UBA-Umweltbundesamt (2014): Hydromorphologische Steckbriefe Der Deutschen Fliessgewässertypen. Dessau-Roßlau, 288.
- [7] Vázquez-Tarrió, Daniel; Laurent, Borgniet; Frédéric, Liébault; Alain, Recking (2017): Using UAS Optical Imagery and SfM Photogrammetry to Characterize the Surface Grain Size of Gravel Bars in a Braided River (Vénéon River, French Alps). In: Geomorphology. Jg. 285. S. 94–105.

Möglichkeiten der Fließgeschwindigkeitsmessung mittels videobasiertem optischem und thermalem Tracing

THOMAS GATTUNG¹, MICHAEL EIDEN¹

¹ Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, thomas.gattung@bauing.uni-kl.de

Schlagwörter: FLIEßGESCHWINDIGKEITSMESSUNG, UAV, TRACER, THERMAL

1. Einleitung

Für die Einsatzkräfte und Krisenstäbe während großer Hochwasserereignisse ist eine fundierte Informationsgrundlage zur Erarbeitung zielgerichteter Maßnahmen unabdingbar [2]. Die Erfahrungen aus den großflächigen Elbhochwässern 2002/2013 hat vor allem eine primär zeitliche Diskrepanz zwischen dem aktuellen Geschehen und der kontinuierlichen Erfassung relevanter Daten aufgezeigt. Speziell im Falle eines Deichbruchs ist es schwierig, präzise Informationen bzgl. der Breschengröße und der Wassermenge, die ins Hinterland strömt, zu erhalten [3]. Messungen der Fließgeschwindigkeit über konventionelle Methoden sind kaum durchführbar oder zu gefährlich, da sie in direkter Nähe der Bresche stattfinden müssten [4].

Im Rahmen eines AiF/ZIM-finanzierten Forschungsvorhabens soll eine drohnenbasierte Methode entwickelt werden, mit dessen Hilfe ein möglicher Deichbruch in entsprechender Güte erfasst wird. Der Einsatz einer Drohne (UAV) ist ohne große Vorbereitung an fast jedem Ort möglich und eignet sich zur Verbesserung der Datengrundlage, um eine Simulation der räumlichen Überflutungsdynamik im Hinterland in (Nah-) Echtzeit zu ermöglichen. Dabei sind Strömungsverhältnisse und Fließgeschwindigkeiten von zentralem Interesse, um Unsicherheiten der Modellierung der Wassermenge zu minimieren.

Bei drohnenbasierten Messungen ist die Auswahl der Sensoren und Messsysteme aufgrund der eingeschränkten Nutzlast der Flugplattform sehr begrenzt [5]. Aus diesem Grund bietet sich eine videobasierte Methode an, da eine große Anzahl an Drohnensystemen für den Hobbybereich mit integrierter Kamera angeboten werden und so eine großflächige Verfügbarkeit für den Einsatz im Krisenfall gewährleistet ist.

Die Verwendung von einfachen RGB-Kamerasystemen macht die Fließgeschwindigkeitsbestimmung mit optischen Tracern nur bei ausreichend guten Lichtverhältnissen möglich. Für Untersuchungen bei Dunkelheit wird zusätz-

lich der Einsatz einer Thermalkamera getestet, die entweder eingeleitetes heißes Wasser oder entsprechend angepasste thermale Tracer erfassen kann.

2. Material und Methoden

In einer Reihe von Feldversuchen wurde die optische Bestimmung der Strömungsgeschwindigkeit durchgeführt. In der ersten Messkampagne wurden zwei Abschnitte eines Nebenflusses der Nahe bei Bretzenheim (Deutschland) mit dem Ziel untersucht, den systematischen Fehler der Drohnenbewegung und den dazugehörigen Einfluss auf die Fließgeschwindigkeitsmessung zu identifizieren und geeignete numerische Verfahren zu entwickeln, um diesen möglichst klein zu halten. Die Ergebnisse und die grundsätzliche Auswertemethodik sind in [4] nachzulesen.

Weitere Messungen während eines Hochwasserereignisses im Januar 2018 wurden mit den Randbedingungen durchgeführt, die denen eines realen Hochwasserereignisses entsprechen würden. Die Vorarbeiten wurden aufs Minimum reduziert, um den Einsatz im Fall eines Deichbruchs nachzustellen. Die einzige Voraussetzung für die Nachbearbeitung ist die räumliche Information von mindestens zwei Punkten am Gewässer, um die Ergebnisse im Raum lokalisiert und skaliert zu betrachten. Dazu wurden die Koordinaten von Bodenkontrollpunkten an einer Brücke durch ein georeferenziertes Orthofoto des Gebiets abgeleitet. Die Messung im Testgebiet Bretzenheim konzentrierte sich auf die Oberflächenfließgeschwindigkeitsmessungen vor und nach einem Rohrdurchlass, da die Strömungsbedingungen denen einer Deichbresche ähneln. Als Tracer wurden farbige Holzscheiben mit Durchmessern von 50 bis 80 mm verwendet, die im Unterlauf wieder aus dem Gewässer entnommen wurden. Für den Versuch wurden zwei Videos mit jeweils 15 Tracern aufgenommen. Das erste Video zeigt die Tracerbewegung vor dem Rohrdurchlass, das zweite Video die Aufnahme nach dem Durchlass.

Für die thermale Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten wurden bisher nur Laborarbeiten durchgeführt. Im Wasserbaulabor der Technischen Universität Kaiserslautern sind dazu die Fließgeschwindigkeiten in einer Kipprinne durch thermales Tracing bestimmt worden. Die eingesetzte Thermalkamera FLIR Vue Pro 336 ist eine speziell für den Drohneneinsatz konzipierte Breitbandthermalkamera mit einer Auflösung von 336x256 Pixel. Über einen Videograbber wird das Video auf den Laptop übertragen und mit der Open-Source Software OBS Studio gespeichert. Die Kamera nimmt Videos mit einer maximalen Frequenz von 8,3 fps auf. Die radiometrische Auflösung liegt bei 14 bit, d.h. Temperaturunterschiede sind ab 0,04 K detektierbar. In das ca.

20° C kalte Wasser der Kipprinne vom Typ C4MKII der Firma Armfield wurde heißes Wasser in die Rinne eingeleitet. Um im thermalen Infrarot das Video maßstäblich einordnen zu können, wurden seitlich der Kipprinne Markierungen mit 40 cm Abstand angebracht (Kalibrierpunkte), die vor der Einleitung des heißen Wassers erwärmt werden mussten. Die Bestimmung der Fließgeschwindigkeit erfolgt über die Ableitung der Bewegung des heißen Wassers zwischen den Einzelframes des Videos (Abbildung 1). Das Video wurde georektifiziert und in ein eigenes kartesisches Koordinatensystem (basierend auf den Kalibrierpunkten) überführt. Dies vermeidet optische Verzerrungen, die durch die für Drohnenaufnahmen ausgelegte Brennweite des Objektivs der Thermalkamera entstehen.

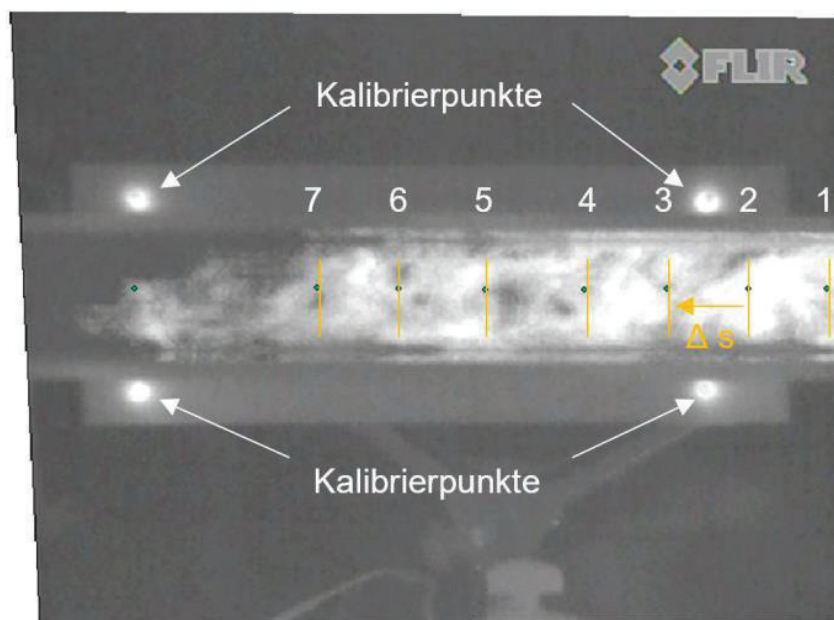


Abbildung 1: FLIR-Aufnahme der Kipprinne mit Kalibrier- und Messpunkten [6, bearbeitet]

3. Ergebnisse

Abbildung 2 zeigt die Ergebnisse der Messungen in Bretzenheim sowie deren räumliche Verteilung. Jede Zelle des erzeugten Rasters hat eine Zellengröße von 32 x 32 cm und repräsentiert die dort gemessene Oberflächenströmungsgeschwindigkeit. Bei mehreren Messungen in einer Zelle wurde der Mittelwert aller Messungen erzeugt. Zusätzlich zeigt die Abbildung die Anzahl der Messungen pro Zelle sowie die Standardabweichung für Zellen mit mehreren Messungen.

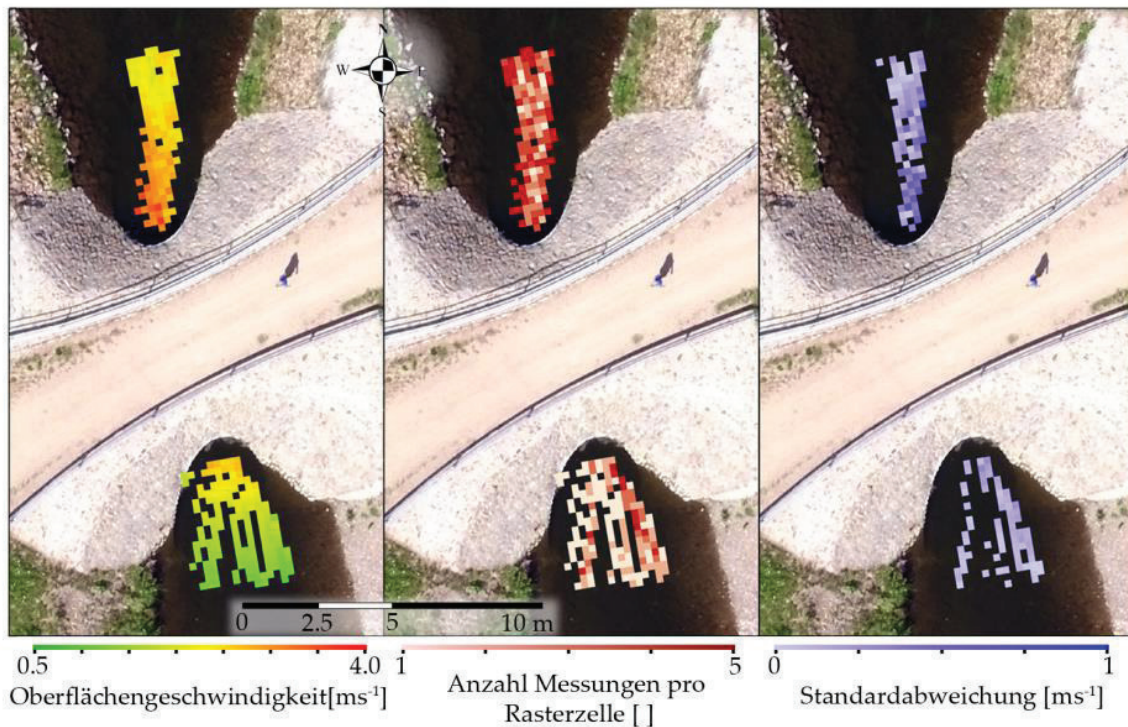


Abbildung 2: Ergebnisse des Feldversuchs in Bretzenheim

Die Tracer haben sich vor dem Rohrdurchlass über die gesamte Breite des Gewässers verteilt und beschleunigen zum Rohrdurchlass hin. Nach dem Durchlass folgen sie dem Stromstrich. Abbildung 2 links zeigt, dass etwa 5 m vor dem Durchlass eine Strömungsgeschwindigkeit an der Oberfläche von etwa $1,0$ bis $1,2 \text{ ms}^{-1}$ herrscht. Unmittelbar vor dem Durchlass sind die Geschwindigkeiten mit einer maximalen Geschwindigkeit von ca. $2,9 \text{ ms}^{-1}$ deutlich höher. Die maximalen Oberflächengeschwindigkeiten von ca. $3,7 \text{ ms}^{-1}$ werden direkt nach dem Rohrdurchlass gemessen. Nach dem Austritt herrschen turbulente Strömungsverhältnisse vor, die in unmittelbarer Nähe des Auslasses zu größeren Geschwindigkeitsdifferenzen führen. Je weiter das Wasser fließt, desto mehr beruhigt es sich wieder, was zu homogenen Werten und niedrigeren Geschwindigkeiten von etwa 2 ms^{-1} führt. Entsprechend dem inhomogenen Oberflächengeschwindigkeitsfeld direkt nach dem Durchlass sind diese Turbulenzen, unter Berücksichtigung der Standardabweichung der Messungen, unterscheidbar. Die Varianz der Geschwindigkeit ist bei diesen Strömungsbedingungen mit Wirbeln und Turbulenzen höher. Im Maximum beträgt dort die Standardabweichung 1 ms^{-1} (Abbildung 2 rechts).

Die Laborversuche der thermalen Fließgeschwindigkeitsbestimmung zeigen eine grundsätzliche Eignung der Thermalkamera zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit (Tabelle 1). Die Ergebnisse zwischen Punkt 3 bis Punkt 6 mit Geschwindigkeiten von ca. $0,40 - 0,45 \text{ ms}^{-1}$ zeigen eine realistische Fließgeschwindigkeit. Die Ergebnisse von Punkt 1 zu 2 und von Punkt 6 zu 7 zeigen

hingegen eine zu langsame Geschwindigkeit (Tabelle 1). Hierbei zeigt sich, dass die Speicherung des Videos über einen Videograbber mit NTFS-Ausgabestandard zu falschen Framezahlen führt. Der Grabber skaliert die native Frequenz von 8,3 Hz auf 29,97 Hz hoch, indem er einzelne Frames 3- bzw. 4-fach kopiert. Das erschwert die Ableitung der Zeit durch die Framezahl im Video.

Tabelle 1: Ableitung der Fließgeschwindigkeit über zurückgelegte Strecke zwischen bestimmten Frameintervallen [6, bearbeitet]

Punkt	Frame im Video	Zeit im Video [s]	Δt [s]	Strecke Δs [cm]	Geschwindigkeit [cm/s]
1	208	8,67	-	-	-
2	212	8,83	0,17	5,5	32,3
3	215	8,96	0,13	5,7	43,8
4	218	9,08	0,13	5,8	44,6
5	221	9,21	0,13	6,9	53,1
6	224	9,33	0,13	6,1	46,9
7	232	9,67	0,33	5,7	17,2

4. Diskussion und Ausblick

Für UAV-basierte Fließgeschwindigkeitsbestimmung mit Tracerobjekten unter der Nutzung der off-the-shelf verfügbaren Drohnen mit Kamera ist nach den ersten Feldmessungen ein deutliches Potential erkennbar. Dieses Messverfahren kann dazu genutzt werden, um unter schwierigen Umständen, z.B. im Fall eines Deichbruches, die Oberflächengeschwindigkeiten zu ermitteln. Als erfolgversprechend ist nach Auswertung erster Feldmessungen der Einsatz von Schwimmkörper anzusehen, die als optischer Tracer vom UAV gut verfolgt werden können.

Im Labor zeigten erste Versuche mit einer Thermalkamera, dass sich diese Variante grundsätzlich auch dafür eignet, die Fließgeschwindigkeit unter schlechten optischen Bedingungen von der Drohne aus zu messen. Hierbei sind vor allem Probleme bei der Videoaufarbeitung zu beachten, da der systemspezifische Unterschied der Aufnahmefrequenz der Kamera und der Videospeicherung zu Fehlern führt. Eine Aufnahme mit nativer Frequenz von 8,3 fps ist nur mit speziellen Videoformaten speicherbar. Eine Umrechnung

auf die NTFS und PAL typischen Frequenzen von 24 bzw. 29,97 Hz führt zu Fehlern, die in der Nachbearbeitung berücksichtigt werden müssen.

In weiteren Feldversuchen muss überprüft werden, inwieweit heißes Wasser als Tracer auch im Gelände genutzt werden kann. Hierbei sind vor allem die Menge an heißem Wasser sowie die starke Durchmischung im Fließgewässer zu untersuchen, die eine Bestimmung der Fließgeschwindigkeit durch Thermalaufnahmen auch in größerer Distanz zur Eingabestelle erschweren könnte. Ist es unter diesen Voraussetzungen nicht möglich die Geschwindigkeit zu bestimmen, sollte überprüft werden, ob die optischen Tracer angepasst werden können, um auch im thermalen Infrarot sichtbar zu sein.

Referenzen

- [1] BRAUNECK, J., JÜPNER, R., POHL, R. & FRIEDRICH, F. (2016): Auswertung des Deichbruchs Breitenhagen (Juni 2013) anhand von UAS-basierten Videoaufnahmen. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 39. Heft 57. Dresdner Wasserbaukolloquium 2016: S. 119-128.
- [2] JÜPNER R. (2013): Hochwasserschutzstrategien. In: PATT, H. & R. JÜPNER (Hrsg.): Hochwasserhandbuch - Auswirkungen und Schutz. 2., neu bearb. Auflage. S. 11-15. Springer. Berlin, Heidelberg.
- [3] JÜPNER, R., BRAUNECK J. & POHL, R. (2015): Einsatz von Drohnen im Hochwasserfall – Erfahrungen und Ideen. WasserWirtschaft, Heft 9: S. 49-54.
- [4] GATTUNG, T.; BRAUNECK, J.; JÜPNER, R. (2018): Entwicklung einer Methodik zur operativen Datenaufnahme und –verarbeitung unter Nutzung von UAV-Technologie zur optischen Bestimmung von Fließgeschwindigkeiten. In: Tagungsband zum Tag der Hydrologie am 22./23. März 2018 an der Technischen Universität Dresden. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung 39.18: S. 49-60.
- [5] KONRAD, T., ENGELHARDT, T. & ABEL, D. (2017): Propeller thrust identification and calibration for high-precision control of a quadrotor unmanned aerial vehicle. In: 25th Mediterrean Conference on Control and Automation: S. 1225-1230.
- [6] LENZ, D. (2017): Thermales Tracing für Strömungsmessungen, Bachelorarbeit, Technische Universität Kaiserslautern, unveröffentlicht.

Feldmessungen zur 3D-HN Modellierung eines Raubaums am Beispiel der Mulde

MANUELA KÖNIG¹, KATINKA KOLL¹

¹ *Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI)
Abteilung Wasserbau, manuela.koenig@tu-bs.de*

Schlagwörter: RAUBAUM, SOHLSTRUKTUR, TOPOGRAPHIE, INTERPOLATION

1. Einleitung

Raubäume werden i.A. zur naturnahen Sicherung von erosionsgefährdeten Ufern eingesetzt [1]. Im Projekt „Wilde Mulde – Revitalisierung einer Wildflusslandschaft in Mitteldeutschland“ werden Raubäume mitten im Fluss als revitalisierende Strukturelemente eingebaut, um die Gewässerstruktur zu verbessern und die Diversität in hydraulischer, morphologischer und ökologischer Hinsicht zu fördern [2,3]. Untersuchungen von [3] in der Mulde und Elbe wiesen eine positive Wirkung von Totholzeinbringung auf die Erhöhung der Biodiversität nach. Hohe Besiedelungsdichten zeigten, dass Totholz wichtigen Raum für aquatische Lebewesen (z.B. Makrozoobenthos und Fische) schafft [3]. Im Projekt „Wilde Mulde“ wird angestrebt, zwischen Raguhn und Dessau die natürliche Fluss- und Auendynamik sowie deren Konnektivität nachhaltig zu fördern [4]. Im Bereich der Totholzstrukturen sollen die Veränderungen der Gewässermorphologie, der Hydraulik, der Ökologie und des Sedimenthaushaltes mit Hilfe von Feldmessungen quantifiziert werden, um ein vollständiges Bild über die Wirkung der Maßnahme zu erlangen. Neben den Feldmessungen gehören zum Arbeitspaket des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) numerische Strömungssimulationen und die Untersuchung von Raubaumparametern im Labor. Die Ergebnisse und Erfahrungen aus diesem Projekt sollen dazu dienen, Parameter zur Beschreibung von Raubäumen zu identifizieren und Empfehlungen zur Übertragung auf andere Projekte auszuarbeiten.

Numerische Modelle dienen als Lösungsansatz, um zeitliche und räumliche Datenlücken zu schließen. Eine 3D-HN Modellierung soll für den speziellen Fall eines Raubaums an der Mulde durchgeführt werden. Hierfür wird die Sohltopographie in der Raubaumumgebung benötigt.

Am Standort Jagdbrücke bei Dessau wurden im Oktober 2017 zwei Hybridpappeln „aus der nahen Umgebung“ [4] mit jeweils ca. 20 m Länge eingebaut. Mit

zurückgeschnittenem Astwerk und Wurzelteller ist der Baum längs zur Strömung ausgerichtet eingebaut und verankert worden (vgl. Abbildung 1). In diesem Beitrag werden erste Ergebnisse der Feldmessungen vorgestellt.

Der Fokus liegt auf der Aufbereitung der Daten und der Diskussion zur Auswahl einer geeigneten Interpolationsmethode, um eine flächendeckende Topographie der Sohle im Bereich des Raubaums zu erstellen.



Abbildung 1: Eingebauter Raubbaum an der Jagdbrücke, Fließrichtung von rechts nach links

2. Methodik

Die Sohltopographie wird vom Boot aus mit einem ADCP-Gerät (Workhorse Rio Grande WHRZ1200 von Teledyne), kombiniert mit einem GPS-Gerät (Trimble R8), aufgenommen.

Die gemessenen Höhen der Sohle liegen als Punktdaten vor und müssen für ein numerisches Modell in ein regelmäßiges, flächendeckendes Gitter übertragen werden. Grundsätzlich soll die interpolierte Fläche die gemessenen Daten bestmöglich repräsentieren. Die Schwierigkeit liegt darin, zu entscheiden, welches Interpolationsverfahren für eine von der Strömung modulierte Sohle geeignet ist. Auf der Grundlage der Ergebnisse von [5] und den Beschreibungen in [6] wurden folgende in ArcGis verfügbare Interpolationsverfahren (jeweils mit den Standardeinstellungen) verglichen: Ordinary Kriging (3D Analysis Tool), Empirical Bayesian Kriging (Geostatistical Analyst Tool), Inverse Distance Weighting (Geostatistical Analyst Tool), Inverse Distance Weighting (3D Analysis Tool), Thin Plate Spline (Geostatistical Analyst Tool), Multiquadratic Function (Geostatistical Analyst Tool) und Spline (3D Analysis Tool). Zur Beschreibung der Güte der Interpolationsmethode wurden die Standardabweichung (RMSE) und das Bestimmtheitsmaß (R^2) der Höhenwerte verwendet sowie die Differenz zwischen Originaldaten und interpolierten Daten ausgewertet.

Ein unabhängiger Datensatz, der die Topographie einer Flusssohle und Aue mit Höhen zwischen -3,81 m und +44,10 mNHN umfasste, hatte eine Auflösung von 1m x 1m und wurde auf eine Auflösung von 10m x 10m reduziert. Die Eingangsdaten (Auflösung 10m x 10m) wurden auf eine Gitterweite von 5m x 5m interpoliert und anschließend mit den Originaldaten verglichen. Der Vergleich der Güteparameter zeigte bei allen Interpolationsverfahren gute Ergebnisse (vgl. Tabelle 1). Die Abweichungen zwischen den Originaldaten und den interpolierten Höhen wiesen allerdings signifikante Differenzen auf. Das Ordinary Kriging und das Inverse Distance Weighting (Geo und 3D) lieferten die größten Abweichungen und werden als nicht befriedigend eingestuft. Das Thin Plate Spline-Verfahren, welches sich dadurch auszeichnet, dass die interpolierte Oberfläche durch die gemessenen Eingangswerte gelegt wird [6], wies Abweichungen der Sohlhöhen zwischen ca. -2,12 m und +1,87 m auf und hat damit im Vergleich die geringste Spannweite. Diese Funktion wurde nach der statistischen und auch visuellen Auswertung für die Interpolation der Topographie-daten um den Raubaum gewählt.

Tabelle 1: Ergebnisse der Auswertung für das Interpolationsverfahren

	RMSE	R ²	Abweichung zu Originaldaten	
			Δ Min.	Δ Max.
	[m]	[-]	[m]	[m]
Ordinary Kriging	0,862	0,996	-5,362	6,202
Empirical Bayesian Kriging	0,872	0,999	-2,211	2,018
Inverse Distance Weighting–Geo	0,866	0,998	-3,401	3,445
Inverse Distance Weighting–3D	0,867	0,998	-3,444	3,338
Thin Plate Spline	0,873	0,999	-2,122	1,874
Multiquadratic Function	0,873	0,999	-2,178	1,944
Spline	0,873	0,999	-2,098	2,029

Als Eingangsdaten für die Interpolation der Topographie um den Raubaum dienten die aus den ADCP-Scans gewonnene Punktdaten (vgl. Abbildung 2a). Im ersten Schritt müssen die Daten in Abschnitte eingeteilt werden, über die interpoliert werden soll. Das Ergebnis wird als rechteckige Fläche mit einer gewählten Rasterzellengröße von 0,1 m ausgegeben (vgl. Abbildung 2b). Durch Verschneidung der Rechtecke mit den zuvor gewählten Abschnitten ergibt sich die Höheninformation für den Bereich direkt am Raubaum (vgl. Abbildung 2c).

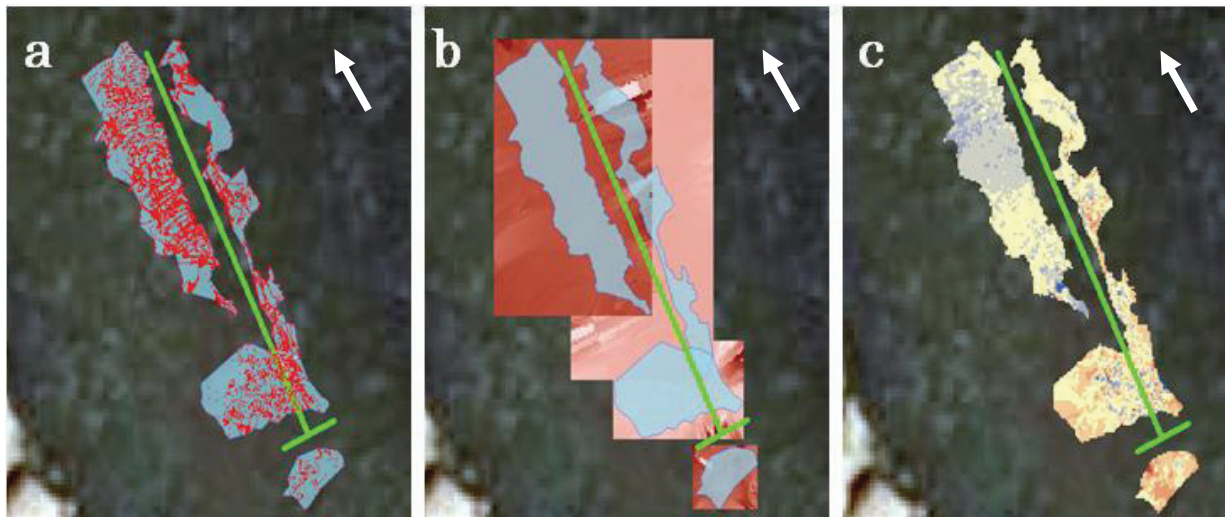


Abbildung 2: Schrittweises Vorgehen der Topographieinterpolation, a) Einteilung der Abschnitte, b) resultierende rechteckige Raster, c) Ergebnis nach Verschneidung mit den festgelegten Abschnitten

3. Ergebnisse und Diskussion

Die mit der Thin Plate Spline-Funktion interpolierte Topographie der Messungen vom April 2018 gibt einen Eindruck der strukturellen Auswirkung eines Raubaums auf die Sohle (vgl. Abbildung 3). Ablagerungsbereiche (blau) im hinteren Bereich des Stammes und Auskolkungen (rot) am und hinter dem Wurzelteller können eindeutig identifiziert werden.

Der tiefste Bereich liegt links vom Wurzelteller (53,4 mNHN). Die größte Sohlhöhe in der Mitte des Stammes liegt bei ca. 56,9 mNHN und zeigt vermutlich einen Verankerungsstein. Im Bereich hinter dem Wurzelteller (Blick in Fließrichtung) zeichnet sich außerdem eine Auskolkung ab. Dieser Teil befindet sich zwischen zwei Ankersteinen.

Im linken Bereich am unterstromigen Ende des Raubaums sind im Vergleich zum rechten Bereich Ablagerungen durch größere Sohlhöhen von 56,3 bis 56,6 mNHN erkennbar. Die Sohle rechts vom Baum in Richtung der Flussmitte liegt mit überwiegend 55,4 bis 55,7 mNHN tiefer. Lokale Untiefen rechts des Baums sind auf dicke Äste zurückzuführen.

Die ungleiche Verteilung der Sohliefen links und rechts des Raubaumes weisen auf eine asymmetrische Anströmung hin. Der Baum liegt nicht mittig im Fluss, weshalb die Strömungsgeschwindigkeiten rechts vom Stamm größer sind als links. Während der Messungen konnte eine deutliche Unterströmung des Raubaums beobachtet werden. Ergänzende Geschwindigkeitsmessungen sowie die noch ausstehende numerische Modellierung sind erforderlich, um die Strömungsverhältnisse zu dokumentieren und zu quantifizieren.

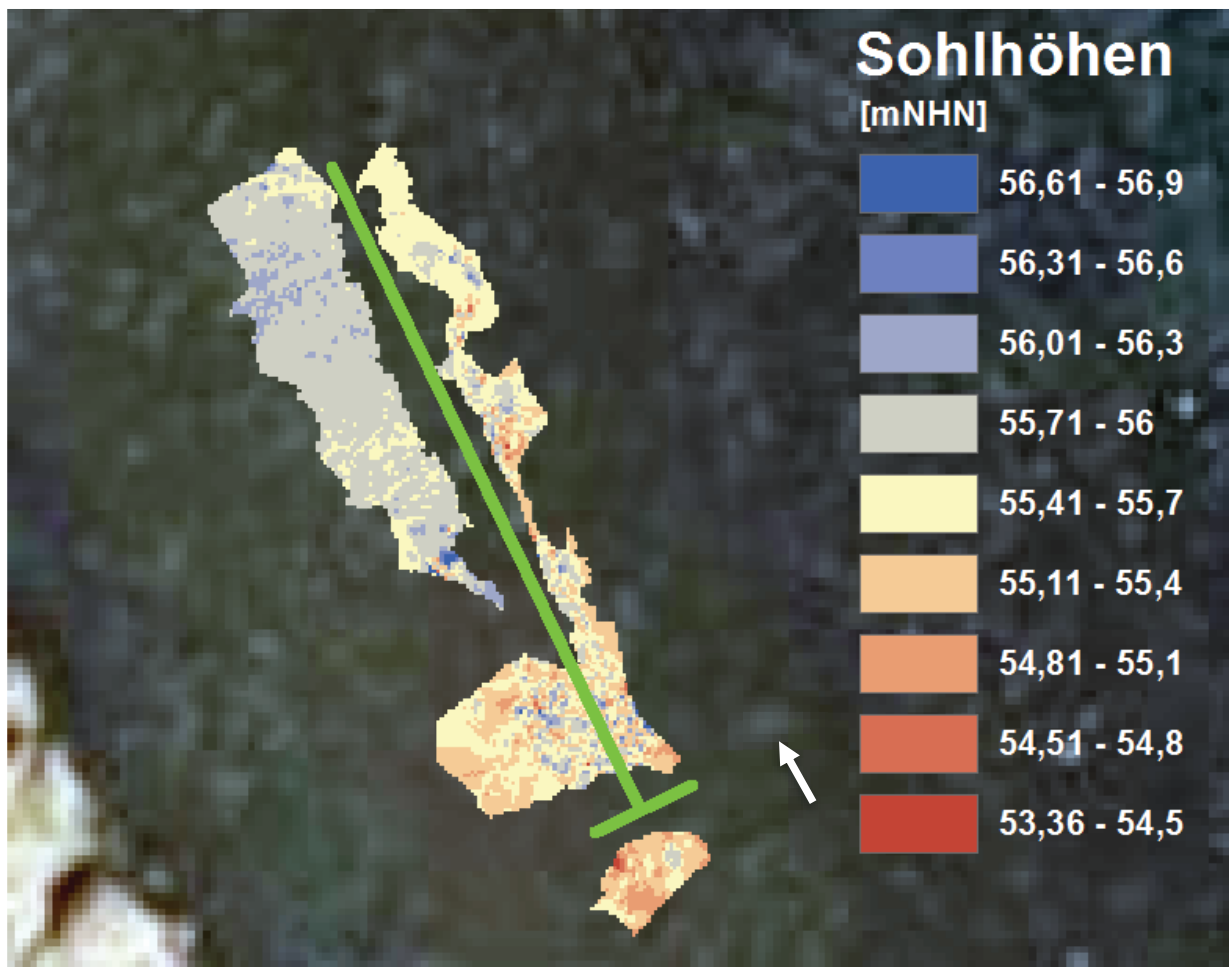


Abbildung 3: Interpolierte Sohlhöhen der Messungen vom April 2018 mit schematischer Darstellung des Raubaumes

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Überprüfung gängiger Interpolationsverfahren resultiert in der Empfehlung, die Thin Plate Spline-Funktion für die Interpolation von Flusssohlen zu verwenden.

Die Ergebnisse der Sohlvermessung am vorgestellten Raubaum zeigen, dass durch die Einbringung des Raubaums die Morphologie eindeutig beeinflusst wurde. Im Bereich des Wurzeltellers hat sich wie erwartet ein Kolk ausgebildet und zum Baumende hin Anlandungen.

Weiterführend sollen die Ergebnisse der Sohltopographie als Eingangsdaten für das numerische Modell verwendet werden, um räumliche und zeitliche Datennücken zu schließen. Abhängig von der gewählten Gittergröße im numerischen Modell und den Anforderungen an die Genauigkeit sollte systematisch die Größe der interpolierten Rasterzellen variiert werden.

Um die Aufnahme der Prozesse innerhalb der Raubaumumgebung weiter zu vervollständigen, ist geplant die 3D-Geschwindigkeitskomponenten über ADV-Messungen aufzunehmen. An ausgewählten Stellen sollen systematische Messungen durchgeführt werden, um das Geschwindigkeitsprofil und Sohlschubspannungen zu erhalten. Ergänzend sollen an den gleichen Positionen Sedimentproben genommen werden, um Informationen zur Substratsortierung zu bekommen. Außerdem soll bei zeitlich gekoppelten Feldmessungen neben dem hydromorphologischen Monitoring das Makrozoobenthos beprobt werden, um die ökologische Reaktion der Maßnahme zu erfassen.

Danksagung

Das Forschungsvorhaben wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 01LC1322C gefördert.

Referenzen

- [1] Patt, H.; Jürging, P.; Kraus, W. (2011): Naturnaher Wasserbau – Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern. 4. Auflage. Springer, Berlin.
- [2] Möws, R.; Koll, K. (2016): Wilde Mulde – Untersuchungen zu Hydraulik und Hydromorphologie. Institutskolloquium 2016, Wasserrahmenrichtlinie, Bedeutung der Morphodynamik für den guten ökologischen Zustand, Braunschweig, S. 25-30.
- [3] Grafahrend-Belau, E.; Brunke, M. (2005): Die Besiedlung von Totholz und anderen Sohlsubstraten der unteren Mulde und mittleren Elbe durch aquatisch lebende Wirbellose. In: Naturschutz im Land Sachsen-Anhalt, 42. Jahrgang, Heft 2, S. 13-24.
- [4] Schulz-Zunkel, C., et al. (im Druck): Wilde Mulde – Revitalisierung einer Wildflusslandschaft in Mitteldeutschland. In: Naturschutz im Land Sachsen-Anhalt. 54. Jahrgang. S. 46-65.
- [5] Erdogan, S. (2009): A comparison of interpolation methods for producing digital elevation models at the field scale. In: Earth surface processes and Landforms, 34, S. 366-376.
- [6] Childs, C. (2004): Interpolating Surfaces in ArcGIS Spatial Analyst. ESRI Education Services.



FgHW -Hydrologen in einer starken Gemeinschaft



Die Fachgemeinschaft Hydrologische Wissenschaften versteht sich als Interessens- und Kommunikationsplattform der Hydrologischen Community in Deutschland. In ihr sollen die verschiedenen Sichtweisen zur Hydrologie zusammengeführt, die Partnerschaft naturwissenschaftlicher und ingenieurwissenschaftlicher Hydrologen und Wasserwirtschaftler gefördert und die Eigenverantwortung für das Fachgebiet gestärkt werden.

Die Fachgemeinschaft ist sowohl der Wissenschaft als auch der Praxis verpflichtet. Es ist uns ein besonderes Anliegen, den Gedankenaustausch zwischen Geographen, Geophysikern, Hydrogeologen, Bau- und Umweltingenieuren, Limnologen, Ökologen, Wasserwirtschaftlern und Wasserbauern zu intensivieren.

Haben wir Ihr Interesse geweckt? Besuchen Sie uns im Internet und sprechen Sie uns an!

www.fghw.de
info@fghw.de





Numerik und Modellierung

Simulation der Wellendämpfung durch Vegetation auf dem Deichvorland mittels Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH)

FELIX SOLTAU¹, ARNE ARNS¹, JÜRGEN JENSEN¹

¹ Universität Siegen, Forschungsinstitut für Wasser und Umwelt (fwu)/Lehrstuhl für Hydromechanik, Binnen- und Küstenwasserbau, wasserbau@uni-siegen.de

Schlagwörter: SMOOTHED PARTICLE HYDRODYNAMICS (SPH), VEGETATION, WELLENDÄMPFUNG, DEICHVORLAND

1. Einleitung

Sturmfluten an unseren Küsten stellen eine Gefahr für die Menschen und Sachgüter im Hinterland dar. Zum Schutz vor Überflutungen werden Deiche gebaut, die auf bestimmte Wasserstände und Welleneinwirkungen bemessen werden. Dennoch können solche Bemessungsereignisse überschritten werden. Dieser Gefahr kann zum Teil durch eine Entlastung der Deiche begegnet werden. Neben den hohen Wasserständen ist der Wellenschlag eine besondere Belastung für die Deiche. Erosionsprozesse auf der wasser- und landseitigen Oberfläche können zum Versagen des Schutzbauwerks führen. Um das zu verhindern, muss die Wellenenergie noch vor dem Deich verringert werden. Sogenannte „harte“ Schutzmaßnahmen, wie Wellenbrecher, finden bei der Lösung dieses Problems zunehmend weniger Akzeptanz, insbesondere durch deren meist negativen Beitrag im ökosystemaren Kontext. Die Alternative ist das Erarbeiten natürlicher oder naturnaher Maßnahmen, die ähnliche Beiträge zum Küstenschutz als auch zum Erhalt oder gar zur Verbesserung der Ökologie liefern können. Beispiele mit Bezug auf die Wellendämpfung reichen dabei von Seegraswiesen bis hin zu Küstenschutzwäldern.

2. Allgemeines

2.1. Bearbeitungshintergrund

Die Wellendämpfung durch Vegetation auf dem Deichvorland ist einer der Aspekte, die im Rahmen des BMBF-Projekts EcoDike untersucht werden [4]. Dafür werden physikalische Modellversuche mit künstlicher Vegetation in einem Wellenkanal durchgeführt. Die Messdaten dieser Versuche, sowohl mit als auch ohne Vegetation, dienen zusätzlich als Kalibrierungsgrundlage für ein

numerisches Modell, mit dem weitere Variationen der äußeren Randbedingungen getestet werden sollen. In Anlehnung an das Projekt wird im Rahmen einer Masterarbeit vertieft der Einfluss starrer Vegetation auf die Wellendämpfung, mittels Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) basierter, numerischer Simulation, untersucht. Dabei handelt es sich um Strukturen der Größenordnung von Küstenschutzwäldern, wie sie an der deutschen Ostseeküste vorzufinden sind. Es soll die Abhängigkeit der Wellendämpfung von unterschiedlichen Vegetationseigenschaften sowie Wasserstand und Wellenhöhe ermittelt und in einem Parameter zusammengefasst werden.

2.2. Verwendete Software zur Simulation

Bei der für die dreidimensionalen numerischen Simulationen verwendeten Software handelt es sich um das Softwarepaket DualSPHysics. Es basiert auf der SPH-Methode und ist ausgelegt für die Simulation von Wasserkörpern mit freier Oberfläche. Typische Anwendungsfelder sind unter anderem Dammbruchszenarien, Wasserbewegungen in abgeschlossenen Behältnissen sowie die Simulationen von Wellen und Wellenbelastung auf Küstenstrukturen. Die erste Version der Software wurde im August 2007 unter dem Namen SPHysics veröffentlicht und wird seitdem stetig weiterentwickelt [2].

Bei der verwendeten SPH-basierten Simulationsmethode wird der Wasserkörper sowie die Berandungsgeometrie über Partikel mit initial äquidistanten Abständen approximiert. Dabei führt ein geringerer Partikelabstand zu einer höheren Genauigkeit, jedoch steigt der zeitliche Rechenaufwand und Speicherplatzbedarf mit zunehmender Partikelzahl stark an. Die aktuellste Version der Software verwendet daher Grafikkarten für die Hauptberechnungsschritte, was die Rechenzeit durch Parallelisierung deutlich verkürzt. Für die Berechnungen selbst werden die diskretisierten Navier-Stokes-Gleichungen mit Bezug auf die umliegenden Partikel genutzt [1].

3. Simulation

3.1. Modellaufbau und Berechnungsablauf

Der Aufbau des numerischen Modells erfolgt über eine Steuerdatei. Die Geometrie des Wellenkanals sowie des Wasserkörpers wird im Voraus mittels einer CAD-Software konstruiert und eingelesen. Zudem werden in der Steuerdatei alle physikalischen Parameter für die SPH-Methode im Allgemeinen, wie bspw. die initiale Dichte, die Glättungslänge oder der Partikelabstand, festgelegt. Ebenso werden die softwarespezifischen Angaben, wie der auszuführende Zeitschritt-Algorithmus, die Glättungsfunktion oder der Viskositätsparameter

eingetragen. Ein Modul des Pakets zur Vorbereitung auf die Hauptberechnung verarbeitet im Anschluss die Daten der Steuerdatei, erstellt die gegebene Geometrie aus Partikeln und errechnet Kenngrößen, wie Masse, Anzahl und Typ der Partikel. Während der Hauptberechnung werden die physikalischen Größen eines jeden Partikels anhand der Größen der umliegenden Partikel innerhalb der Glättungslänge interpoliert und aktualisiert, woraus sich die Fluidbewegung ergibt. Die Nachbereitungstools des Softwarepakets bieten unterschiedliche Möglichkeiten, bspw. das Erstellen von Visualisierungsdateien oder das Messen von Geschwindigkeiten, Wasserständen oder Kräften. [1]

3.2. Kalibrierung

Im Rahmen des BMBF-Projekts EcoDike hat das Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig im Wellenkanal ein Versuchsprogramm mit unterschiedlichen Wasserständen, Wellenhöhen und Wellenperioden durchgeführt, wobei Messwerte entlang des Kanals in einer ersten Ausführung ohne Vegetation aufgenommen wurden. Die Geometrie ist in Abbildung 1 dargestellt.

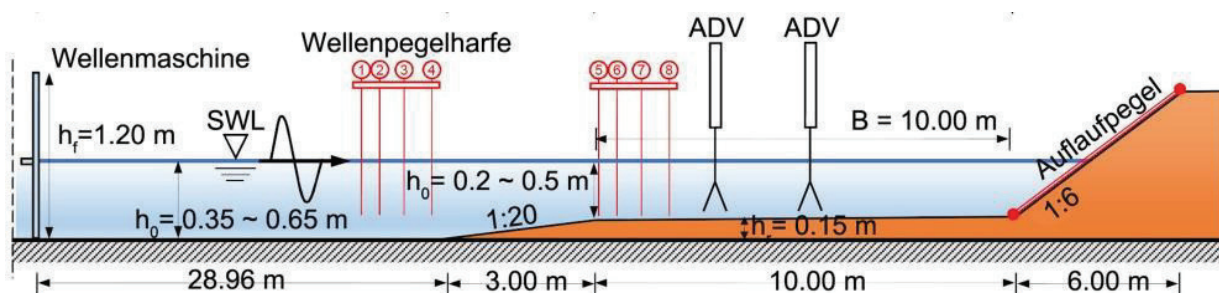


Abbildung 1: Geometrie des Versuchsaufbaus des Wellenkanals im Leichtweiß-Institut, ohne Vegetation auf dem Vorland [3].

Der Bereich der numerischen Simulation wird aufgrund des Durchmessers der späteren, zylindrischen Vegetationselemente von 3 mm und dem dadurch notwendigen Partikelabstand von maximal 3 mm auf das 10 m lange Deichvorland mit anschließendem Deich beschränkt. Zudem muss zur Reduzierung der Rechenzeit die reale Breite des Wellenkanals von 1 m auf rund 0,18 m verringert werden. Zur Kalibrierung des Modells wird aus dem Messprogramm eine Konfiguration von 0,25 m Wasserstand auf dem Vorland, mit 0,12 m Wellenhöhe und 1,5 s Wellenperiode gewählt. Aus der gegebenen Geometrie des numerischen Modells und dem darin befindlichen Wasserkörper ergibt sich eine Partikelanzahl von 13,18 Mio. und eine Rechenzeit von 52,5 Std. Abbildung 2 zeigt

den Vergleich von zwei Zeitreihen der Wasserspiegelauslenkungen im physikalischen Modell und der numerischen Simulation von zwei nahe beieinander liegenden Wellenpegeln.

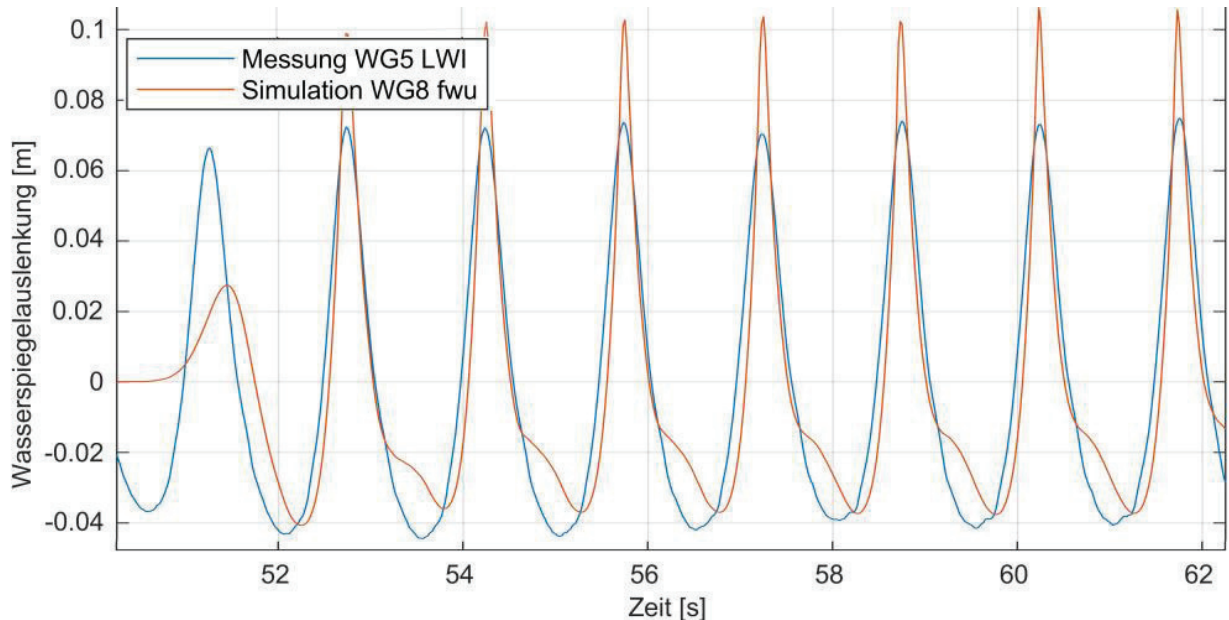


Abbildung 2: Vergleich von zwei Zeitreihen der Wasserspiegelauslenkungen im physikalischen Modell und der numerischen Simulation von zwei nahe beieinander liegenden Wellenpegeln.

Es ist zu erkennen, dass die vorgegebenen 0,12 m Wellenhöhe des physikalischen Modells in der numerischen Simulation derzeit noch überschätzt werden. Der gegensätzliche Fall trat während der Kalibrierung des Modells im Rahmen der Masterarbeit auf. In der Arbeit werden regelmäßige Wellen, die 2015 im Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrum Küste aus Hannover erzeugt und aufgezeichnet wurden, genutzt, um das numerische Modell zu kalibrieren. Abbildung 3 zeigt den Vergleich der Wasserspiegeländerungen zwischen den Messdaten aus dem GWK und der Simulation 50 m hinter dem Wellenerzeuger. Es ist zu erkennen, dass an dieser Stelle die tatsächlichen Wellenhöhen unterschätzt werden. In Abbildung 4 ist die Dämpfung der Wellen entlang des Kanals dargestellt. Hierfür wurden die Wasserspiegeländerungen in der Simulation auf den ersten 60 m hinter dem Wellenerzeuger im Abstand von jeweils 10 m ausgelesen. Es zeigt sich eine deutliche Wellendämpfung im Verlauf der ersten 60 m. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die derzeit noch zu große Energiedissipation im System der Grund für die Abweichungen zwischen der Naturmessung und der Simulation am Pegel bei 50 m ist.

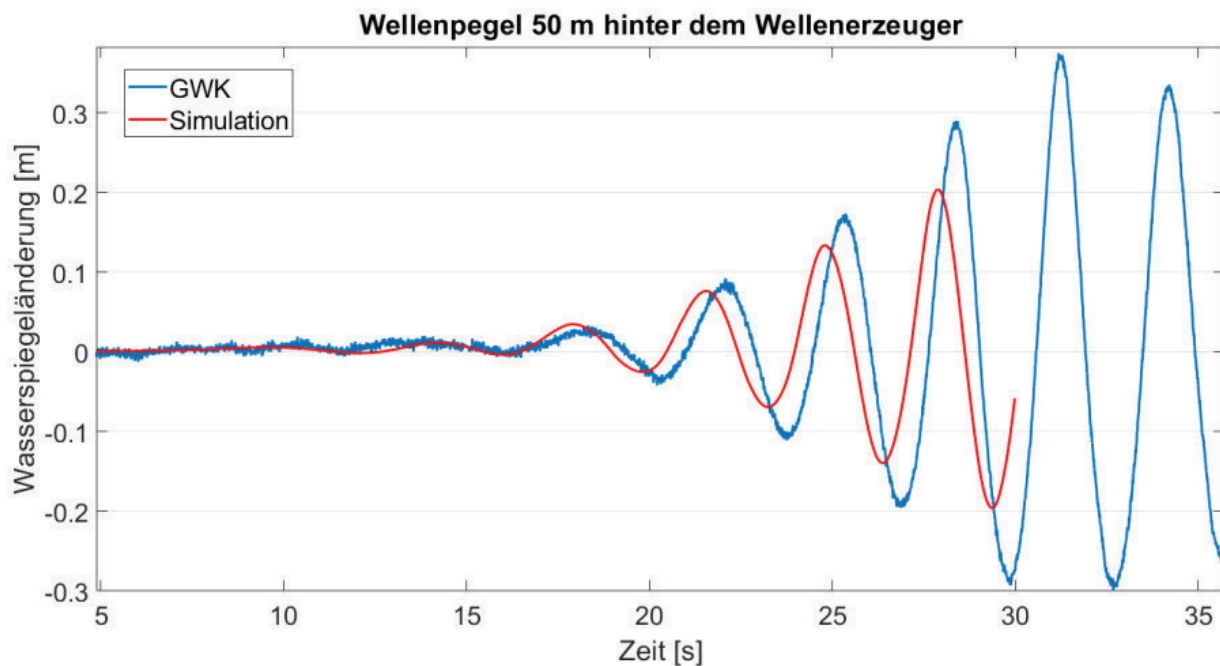


Abbildung 3: Vergleich der Wasserspiegeländerungen zwischen Messdaten aus dem GWK und aus der Simulation, 50 m hinter dem Wellenerzeuger.

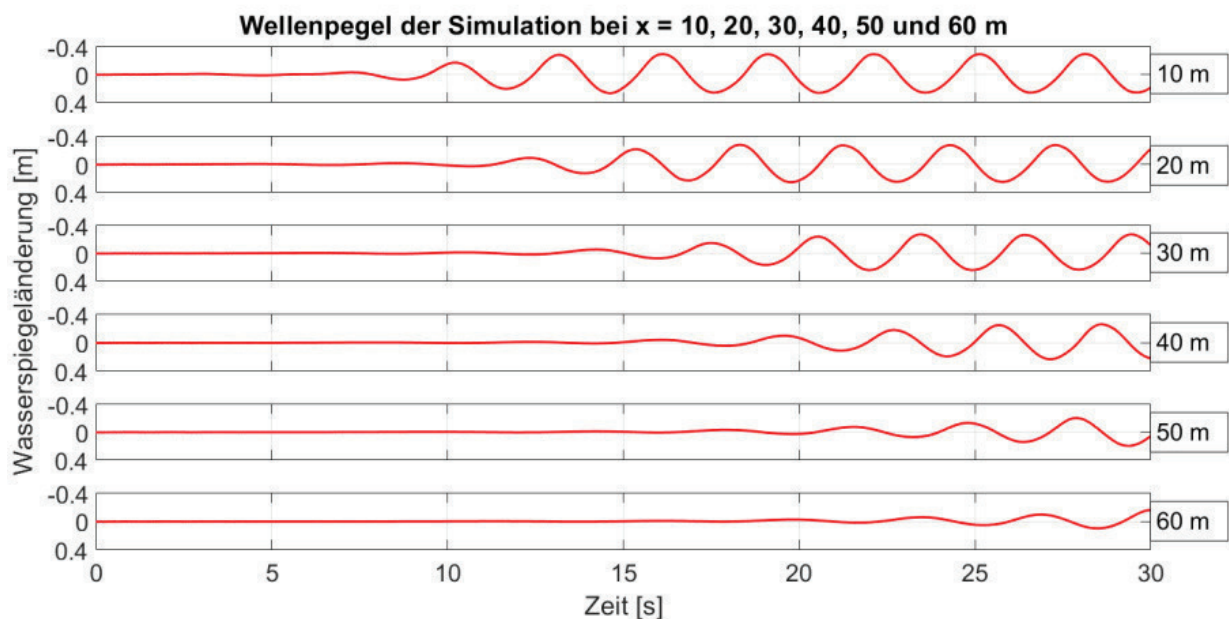


Abbildung 4: Messungen der Wasserspiegeländerungen in der Simulation, 10, 20, 30, 40, 50 und 60 m hinter dem Wellenerzeuger.

In DualSPHysics wird die Energiedissipation des Fluids über eine künstliche Viskosität gesteuert. Der korrekte Eingabewert ist dabei insbesondere abhängig vom Partikelabstand, weshalb er sich nicht direkt auf andere Simulationen übertragen lässt. Aus diesem Grund werden beide Simulationen im weiteren Verlauf der Bearbeitung getrennt voneinander kalibriert.

3.3. Zielstellung

Mit Abschluss der Kalibrierungen werden die Modelle validiert, um die allgemeine Anwendbarkeit der Simulationsparameter für die entsprechende Situation gewährleisten zu können. Im Anschluss wird die Vegetation im numerischen Modell implementiert und die daraus folgende Wellendämpfung mit Naturmessungen verglichen. Aus der Variation der Vegetationsgeometrie sollen im weiteren Verlauf Informationen zur Wirkung unterschiedlicher Bewuchsdichten oder Vegetationsfeldlängen gewonnen werden. Im Rahmen der Masterarbeit ist die Ableitung eines Parameters vorgesehen, mit dem die Wellendämpfung auf Grundlage der verschiedenen Einflussfaktoren direkt abgeschätzt werden kann.

4. Zusammenfassung

Im BMBF-Projekt EcoDike wird neben weiteren Aspekten der ökologischeren Deichgestaltung die wellendämpfende Wirkung von Vegetation auf dem Vorland untersucht. Zusätzlich zu den physikalischen Versuchen der Technischen Universität Braunschweig werden numerische Simulationen mit der SPH-Methode durchgeführt. Diese sollen eine größere Variabilität der Versuchskonfigurationen ermöglichen. Im Rahmen einer Masterarbeit wird der Einfluss starrer, zylindrischer Strukturen auf die Wellendämpfung näher untersucht. Das Ziel ist dabei, verschiedene Einflussfaktoren in einem Parameter zusammen zu fassen und eine wellendämpfende Wirkung von Küstenschutzwäldern und ähnlichen Gebieten damit besser abschätzen zu können.

Referenzen

- [1] DualSPHysics (2018): User Guide for DualSPHysics code, S. 12, url: <http://dual.sphysics.org/index.php/downloads/> (besucht am 22.06.2018)
- [2] DualSPHysics (2018): SPHysics Project, url: <http://dual.sphysics.org/index.php/sphysics-project/> (besucht am 22.06.2018)
- [3] Leichtweiß-Institut (2018): Modellaufbau Wellenkanal, Messprotokoll, Braunschweig, unveröffentlicht.
- [4] Schüttrumpf, Holger (2017): Über EcoDike, url: <https://www.eco-dike.de/project/> (besucht am 22.06.2018)

Numerische Untersuchungen zum Sedimentationsverhalten von AFS in Regenbecken

MAIKE WIETBÜSCHER¹

¹ *Fachhochschule Münster, Institut für Infrastruktur, Wasser, Ressourcen, Umwelt, maike.wietbuescher@fh-muenster.de*

Schlagwörter: CFD, REGENBECKEN, SEDIMENTATION

1. Einleitung

Im Rahmen des Erlasses der WRRL ist der gute ökologische Zustand bzw. das gute ökologische Potential von Gewässern zu erreichen. Demgegenüber stehen jedoch die zahlreichen Einleitungen der städtischen Kanalisationen, welche enorme Mengen an Niederschlag in die Gewässer leiten. Der hohe Einfluss resultiert insbesondere aus den damit einhergehenden hohen Schadstoffbelastungen [4]. Im Folgenden werden die Belastungen aus den partikulären bzw. partikulär gebundenen Stoffen in Betracht gezogen, welche mit Hilfe des Sedimentationsprozesses verringert werden können. Der Fokus liegt auf dem im DWA-A 102 (Gelbdruck) [3] als Zielgröße beschriebenen AFS₆₃. Diese Fraktion ist für partikuläre Stoffe zwischen 0,45 und 63 µm definiert. Eine Untersuchung dazu liefert [10], die darlegt, dass 70 % der Schwermetalle an Partikeln kleiner 44 µm gebunden sind.

2. Methodik

Bei den bisherigen numerischen Untersuchungen wurde das Programm ANSYS FLUENT verwendet, welches 3-dimensional die Strömung in den Becken mit Hilfe der Erhaltungsgleichungen für Masse, Impuls und Energie (Navier-Stokes-Gleichungen) berechnet. Die Diskretisierung der Geometrien erfolgt auf Basis eines Hexaeder-Netzes und umfasst bis zu 4,3 Mio. Elemente mit Kantenlängen von rund 2 – 5 cm. Die Wasseroberfläche ist als Symmetrieebene ausgebildet. Das stationär gerechnete Becken hat eine Oberflächenbeschickung von $q_A = 10$ m/h. Der Ablauf hingegen ist mit einer Druck-Randbedingung definiert. Zur Berechnung der Turbulenz der Strömung wurde das Reynolds-Spannungs-Modell verwendet, welches für anisotrope Wirbelstrukturen empfohlen wird [1]. In Wandnähe sind die scalable-wall-functions verwendet worden. Die Simulationseinstellungen wurden bereits in vorherigen Projekten zu Regenbecken anhand von Messdaten validiert [4], [7].

Die Auswertung der Partikel-Wirkungsgrade erfolgte im Post-Processing mittels Discrete Phase Modell (DPM). Nach Eingabe der Partikel haben diese innerhalb von 500.000 Schritten die Möglichkeit sich abzusetzen oder das Strömungsfeld zu verlassen. Dem Partikelmodell ist ein statistisches Random Walk Model zugewiesen, welches mit einer CL-Zahl von 0,15 hinterlegt wurde. Zur Auswertung der abgesetzten Partikel wurde zusätzlich eine User Defined Function (UDF) nach [9] implementiert, die erweitert mit der Schubspannungsformel nach [8] die jeweilige kritische Schubspannung berechnet. Auf Basis dessen entscheidet diese, ob ein Partikel dort verbleibt oder wieder in das Strömungsfeld reflektiert wird. Die Ergebnisse der Untersuchung werden in Diagrammen auf Basis der Hazen-Theorie dargestellt. Die Theorie beschreibt, dass eine vollständige Sedimentation des Partikels in dem Becken erfolgt, wenn die Sinkgeschwindigkeit eines Partikels gleich der Oberflächenbeschickung des Beckens ist. Die Wirkungsgrade berechnen sich aus dem Quotienten der am Klärüberlauf ausgetragenen Partikel zu den am Zulauf eingegebenen Partikeln.

3. Ergebnisse

In der folgenden Abbildung 1 sind die Strömungseigenschaften von zwei Becken dargestellt worden. Die abgebildeten Stromlinien sind eingefärbt nach der Fließgeschwindigkeit in Hauptfließrichtung. Hierbei stellt Rot eine Geschwindigkeit von $v_x = 0,06$ m/s und Blau $v_x = -0,02$ m/s dar.

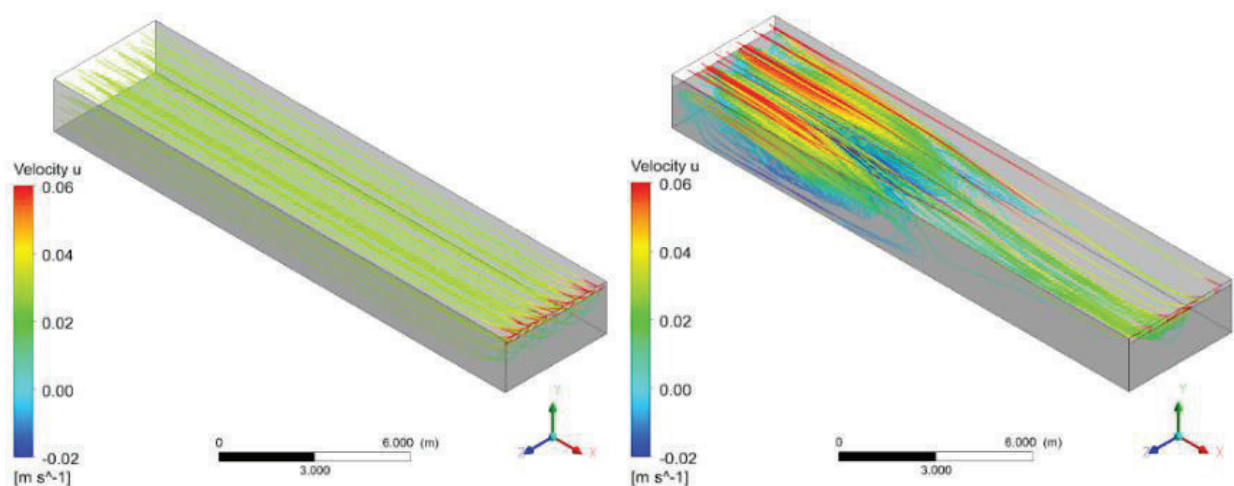


Abbildung 1: Stromlinien in den Becken mit einer vergleichmäßigten Strömung (links) und einer implementierten liegenden Rezirkulation (rechts) eingefärbt nach der Fließgeschwindigkeit in Fließrichtung

Links ist eine pfropfenartige, nahezu gleichmäßige Strömung zu sehen, welche lediglich durch die Wände beeinflusst wird. Im rechten Bild ist gegensätzlich dazu eine gezielte Rezirkulationszone mit einer liegenden Achse implementiert. Diese hat zum Vorteil, dass eine mögliche Scherschicht zwischen dem obenliegenden Kurzschluss und der untenliegenden Grundwalze ausgebildet wird.

Zu diesen soeben dargestellten Strömungskonfigurationen sind im folgenden Diagramm (Abbildung 2) die Partikelwirkungsgrade der einzelnen Partikel-Stützstellen ersichtlich. In Grau dargestellt ist der theoretisch maximal mögliche Wirkungsgrad, berechnet nach Hazen, eingetragen. Der blaue Graph stellt die Wirkungsgrade der vergleichmäßigten Durchströmung dar, der rote Graph hingegen die Wirkungsgrade der Durchströmung mit integrierter Grundwalze. Es wird deutlich, dass die Partikelwirkungsgrade der feinen Fraktionen bis ca. $45\text{ }\mu\text{m}$ bei einer integrierten Grundwalze sichtbar höher sind als bei der vergleichmäßigten Durchströmung. Eine Verbesserung bei der Partikelfraktion von bis zu 17 %-Punkten ist möglich. Bei den größeren Fraktionen hingegen sind die Wirkungsgrade der vergleichmäßigten Durchströmung zielführender.

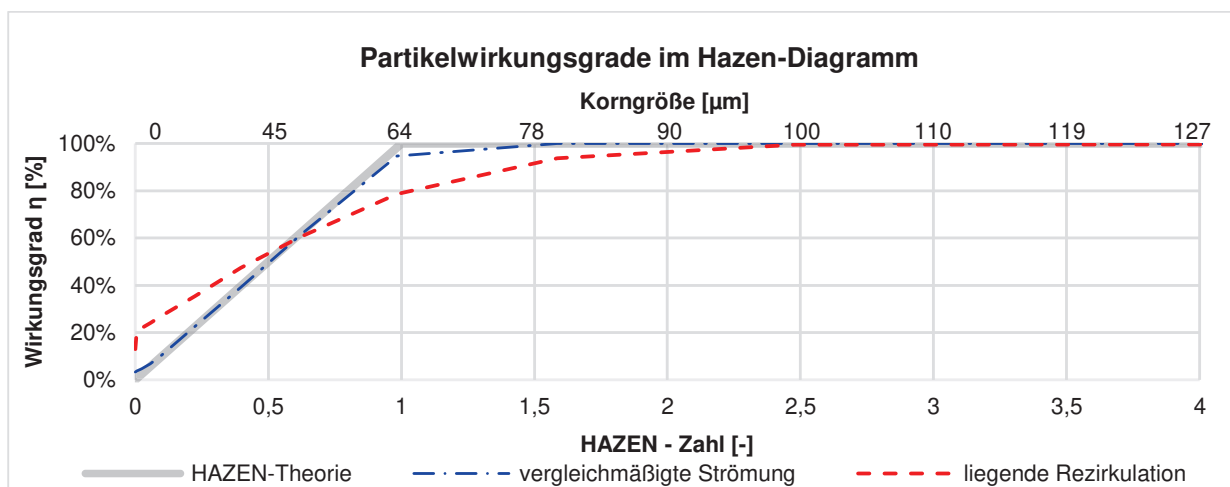


Abbildung 2: Partikelwirkungsgrade dargestellt im Hazen-Diagramm für $q_A = 10\text{ m/h}$

Bei den nun im folgenden Diagramm (Abbildung 3) beschriebenen massegemittelten Wirkungsgraden, erfolgt eine Wichtung der einzelnen Partikelfraktionen auf Basis einer synthetischen Sieblinie. Weiterhin ist eine Unterteilung zwischen der AFS63-Fraktion nach DWA-A 102 sowie den größeren Fraktionen $> 63\text{ }\mu\text{m}$ zu sehen. Hierbei wird ersichtlich, dass der gesamte Wirkungsgrad lediglich eine Differenz von 5 %-Punkten hat. Fokussiert man jedoch die Fraktion AFS63 des DWA-A 102, so ist die Beckenkonfiguration mit liegender Rezirkulation um 12 %-Punkte besser als eine gleichmäßige Durchströmung.

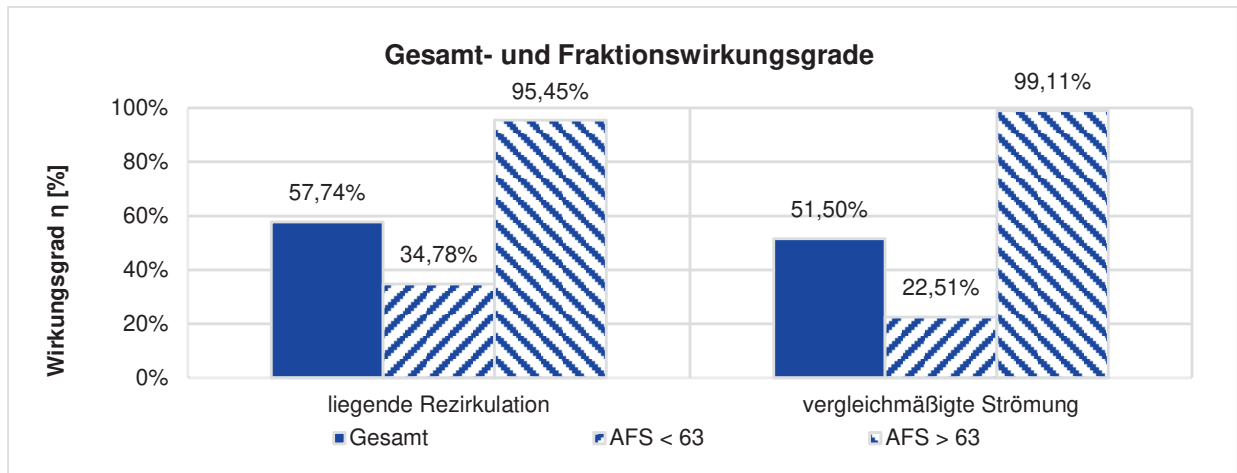


Abbildung 3: Gesamt- und Fraktionswirkungsgrade im Vergleich der beiden Beckenkonfigurationen

Die synthetische Sieblinie (blauer Graph), die als Grundlage der Wirkungsgrade dient, ist im folgenden Diagramm (Abbildung 4) dargestellt und entspricht einem durchschnittlichen Verlauf aus einigen Literaturangaben (graue Graphen) [2], [5], [6], [10]. Weiterhin wurden Grenzsieblinien (rote Graphen), welche die gesammelten Literaturdaten eingrenzen, entworfen.

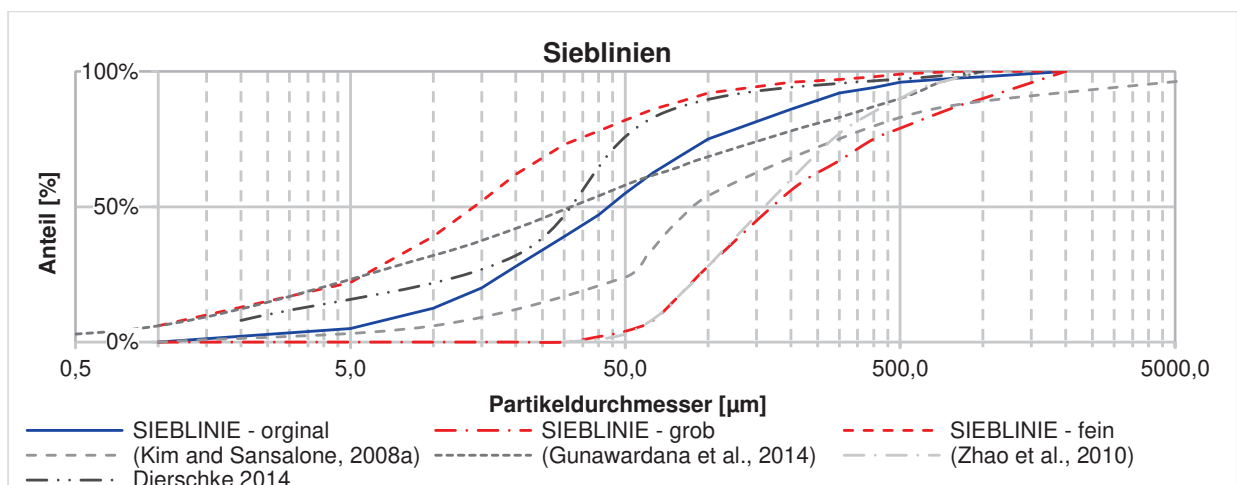


Abbildung 4: synthetische Sieblinie mit den Grenzsieblinien im Vergleich zu den Literatur-sieblinien

Die Auswertung der drei unterschiedlichen Sieblinien erfolgt bei der Beckenkonfiguration mit liegender Rezirkulation. Dabei wird in dem folgenden Diagramm (Abbildung 5) ersichtlich, dass der Gesamt-Fraktionswirkungsgrad durch eine Veränderung der Sedimentzusammensetzung um bis zu 60 %-Punkte variabel ist. Wird lediglich die AFS63-Fraktion betrachtet, so ist eine Differenz bei gleicher Beckenkonfiguration von bis zu 26 %-Punkten zu vermerken.

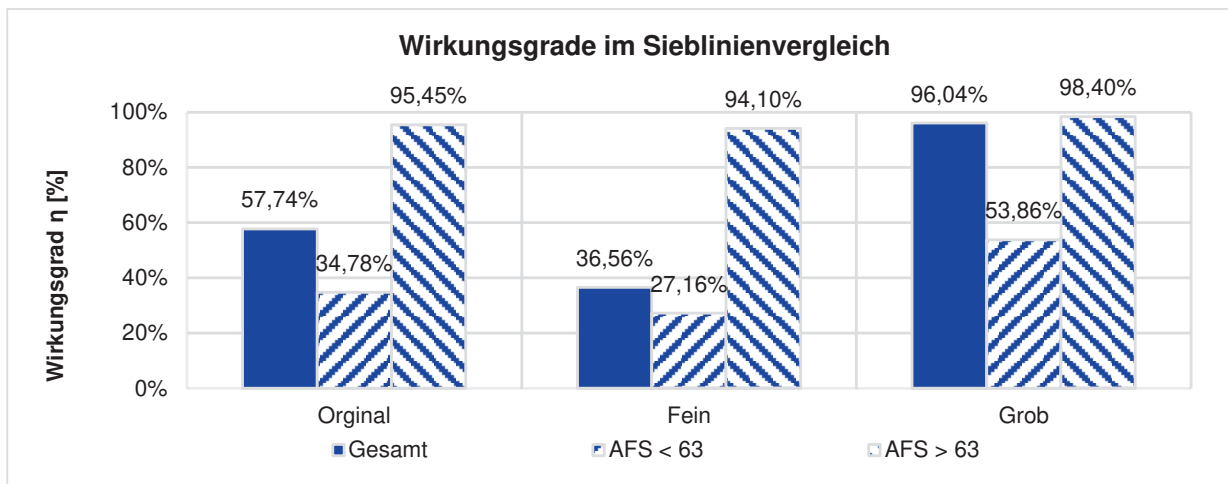


Abbildung 5: Gesamt- und Fraktionswirkungsgrade im Sieblinienvergleich der Beckenkonfiguration mit liegender Grundwalze

Anhand dieser Ergebnisse geht hervor, dass der Einfluss einer liegenden Grundwalze mit der damit einhergehenden Scherschicht einen positiven Einfluss auf das Rückhaltevermögen von AFS63 laut DWA-A 102 des Niederschlagswassers in Regenbecken hat.

4. Fazit und Ausblick

Zur Reinigungsleistung von Regenbecken sind bislang viele numerische Untersuchungen durchgeführt worden. Für Partikelfractionen unter $45\ \mu\text{m}$ ist die Implementierung einer Rezirkulation mit einer liegenden Achse gewinnbringend. Jedoch wurde bei der Auswertung der Ergebnisse auch deutlich, dass eine massegewichtete Berechnung der Wirkungsgrade nur sehr geringe Unterschiede aufweist. Auf Basis dieser Erkenntnis sind Grenzsieblinien implementiert worden. Dabei ist festgestellt worden, dass ein Einfluss von verschiedenen Partikelzusammensetzungen deutlich ausschlaggebender ist, als der Einfluss verschiedener Durchströmungscharakteristiken.

Derzeitige numerische Untersuchungen basieren auf stationären Betrachtungen, bei denen die Randbedingungen aufgrund der Komplexität der Rechnungen uniform angenommen werden. Die realen Randbedingungen sind allerdings sehr heterogen und unterliegen großen Schwankungen.

Auf Basis der hier vorgestellten Ergebnisse ergeben sich folgende, weitergehende Fragen:

- Wie ist der Einfluss von unterschiedlichen Zuflussganglinien auf die Reinigungsleistung der Becken?
- Wie ist der Einfluss von heterogenen Geschwindigkeitsprofilen im Zulaufquerschnitt auf die Reinigungsleistung von Regenbecken?

-
- Welchen Einfluss hat eine variable Ereignisabfolge verschiedener Niederschlagsereignisse auf die Reinigungsleistung von Regenbecken?

Diese Fragen sollen im Folgenden am IWARU Infrastruktur, Wasser, Ressourcen, Umwelt der Fachhochschule Münster weiterbearbeitet werden.

Referenzen

- [1] Breuer, M. (2007): Grundlagen der Turbulenzmodellierung mittels Reynolds gemittelter Navier-Stokes-Gleichungen. [Vorlesungsskript] Abgerufen von www10.informatik.uni-erlangen.de.
- [2] Dierschke, M. (2014): Methodischer Ansatz zur Quantifizierung von Feinpartikeln (PM₆₃) in Niederschlagsabflüssen in Abhängigkeit von der Herkunftsfläche. Dissertation (in German). University of Kaiserslautern.
- [3] DWA-A 102 (2016): Niederschlagsbedingte Siedlungsabflüsse - Grundsätze und Anforderungen zum Umgang mit Regenwetterabflüssen (Gelbdruck, Oktober 2016). Hennef: DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- [4] Eyckmanns-Wolters, R., Fuchs, S., Maus, C., Voßwinkel, N., Mohn, R., Uhl, M., Schmitt, T. G., und Berger, C. (2013): Reduktion des Feststoffeintrages durch Niederschlagswassereinleitungen Phase 1. Abschlussbericht. MKULNV NRW.
- [5] Gunawardena, J., Ziyath, A. M., Egodawatta, P., Ayoko, G. A., und Goo-netilleke, A. (2014): Mathematical relationships for metal build-up on urban road surfaces based on traffic and land use characteristics. In: *Chemosphere*, 99, S. 267–271.
- [6] Kim, J.-Y. und Sansalone, J. J. (2008): Event-based size distributions of particulate matter transported during urban rainfall-runoff events. In: *Water Research*, 42(10–11), S. 2756–2768.
- [7] Uhl, M., Mohn, R., Maus, C., Schnieders, A., Sommer, M., Voßwinkel, N., Ebbert, S., und Tenbeitel, J.-G. (2013): Weitergehende Regenwasserbehandlung im Trennsystem (WEREBE). Abschlussbericht. BMBF Förderkennzeichen 1765X09 Münster: FH Münster.
- [8] van Rijn, L. C. (2016): Initiation of motion and suspension of mud-sand mix-tures.
- [9] Yan, H. (2013): Experiments and 3D modelling of hydrodynamics, sediment transport, settling and resuspension under unsteady conditions in an urban stormwater detention basin. L’Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Lyon.
- [10] Zhao, H., Li, X., Wang, X., und Tian, D. (2010): Grain size distribution of road-deposited sediment and its contribution to heavy metal pollution in urban runoff in Beijing, China. In: *Journal of Hazardous Materials*, 183(1–3), S. 203–210.

Betrachtung von Überfallstrahlen in Bezug auf den Lufteintrag zur Bewertung der ökologischen Durchgängigkeit (Fischabstieg) an Wehranlagen

MARKUS WAGNER¹

¹ Karlsruher Institut für *Technologie (KIT)*, *Institut für Hydromechanik / Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)*, markus.wagner@baw.de

Schlagwörter: ZWEIPHASENSTRÖMUNG, WEHR, LUFTEINTRAG, FISCHABSTIEG

1. Einleitung

Im Rahmen der Erhaltung beziehungsweise Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit der Binnengewässer werden numerische Verfahren zur Bewertung von Wasserbauwerken eingesetzt.

Die aktuell zur Verfügung stehenden Zweiphasen-Strömungslöser auf Basis der Volume-of-Fluid-Methode (VOF) scheitern jedoch bei der Abbildung von großskaligen, eigenständig belüfteten Strömungen, wie sie zumeist bei Überfallstrahlen an überströmten Wehranlagen vorzufinden sind. Ursächlich ist die Notwendigkeit einer sehr feinen Auflösung des Wasser-Luft-Trennschichtgebiets, um die Luft-Wasser-Vermischung auf der Mikroskala abzubilden. Dies führt für großskalige Untersuchungen zu einem enormen Bedarf an Berechnungsressourcen und lässt diese Methode impraktikabel werden. Eine gröbere Auflösung des Strömungsgebiets kann diese Einmischungsprozesse mit der VOF-Methode nicht physikalisch korrekt abbilden.

Die richtige Vorhersage der eingetragenen Luftmenge und des Aufbrechverhaltens des Überfallstrahls sind jedoch entscheidende Größen für die hydraulischen Bedingungen im Überfallstrahl und im weiteren Verlauf der unterwasserseitigen Strömung. Damit ist zum aktuellen Stand der Technik die numerische Bewertung der ökologischen Durchgängigkeit von Wasserbauwerken mit freien Überfallstrahlen nur unzureichend möglich.

Im Folgenden werden zunächst die Erkenntnisse der Literaturrecherche zum Prozess des Lufteintrags dargelegt. Anschließend wird auf die Modellierung von Zweiphasenströmungen mit der VOF-Methode eingegangen. Zuletzt werden fischschädigende Mechanismen, die während der Wehrpassage auftreten können, erläutert.

2. Stand des Wissens zu Lufteintrag

Wasser und Luft sind nicht mischbar und bilden daher eine Grenzfläche. Ursächlich hierfür sind die Oberflächenspannung und die Gravitation. Zwischen den Molekülen einer Flüssigkeit wirken Anziehungskräfte, die nicht massenbasiert sind. Die sogenannten Van-der-Waals-Kräfte bewirken, dass ein Molekül, welches sich an der Oberfläche einer Flüssigkeit befindet eine nach innen gerichtete Kraft erfährt. Somit ist die potenzielle Energie dieser Moleküle höher als die von innenliegenden Molekülen. Eine Vergrößerung der Oberfläche ist somit mit aufzuwendender Arbeit verbunden. Dies hat zur Folge, dass Luft, die in den Wasserkörper eingetragen wurde, als Blase vorliegt und eine sphärische Form anstrebt. Die Gravitation in Kombination mit dem hohen Dichtegradienten zwischen Wasser und Luft sorgt für eine Schichtung der beiden Fluide. Auf eine sich im Wasserkörper befindende Luftblase wirkt hydrostatischer Druck, der die Luft komprimiert. Der Druck auf der Oberfläche der Luftblase nimmt mit der Wassertiefe zu und resultiert in einer Auftriebskraft. Diese Kraft ist dem Gravitationsvektor entgegengerichtet und sorgt somit für das Aufsteigen der Luftblase. Für einen schwerelosen Zustand, wie er beispielsweise bei einem freifallenden Wasserstrahl vorliegt, entfällt diese treibende Kraft. Wann immer Luft in einen Wasserkörper eingetragen wird, hat dies großen Einfluss auf die Strömungseigenschaften. Durch die transportierte Luft ist die Dichte gegenüber reinem Wasser verringert und die Kompressibilität erhöht. Der Vorgang der Einbringung von Luft in den Wasserkörper wird allgemein als Lufteintrag bezeichnet und beschreibt die Beförderung von Luft unter die Wasseroberfläche. [3] hat ein Modell definiert, welches den Wasserkörper einer belüfteten Strömung in Abhängigkeit des Wasser-Luft-Verhältnisses aufteilt. Dieses Modell wurde von [6] durch die Verwendung von Hochgeschwindigkeits-Kameraaufnahmen weiterentwickelt. Das daraus resultierende Modell ist in Abbildung 1 dargestellt.

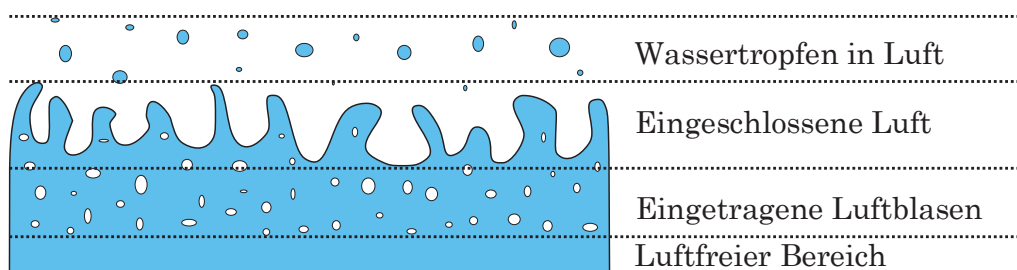


Abbildung 1: Modell einer belüfteten Strömung nach [6]. Das Strömungsgebiet ist in vier Bereiche mit unterschiedlicher Wasser-Luft-Verteilung aufgeteilt.

Als untersten Bereich ist der Teil der Strömung definiert in den keine Luft vorgedrungen ist. Darüber befindet sich ein Bereich in dem Luft in Form von

Blasen transportiert wird. [6] stellt fest, dass die Wasseroberfläche sehr rau wird, jedoch intakt bleibt. Die dritte Schicht ist demnach der Bereich der rauen Wasseroberfläche, welche in ihren Kavitäten Luft einschließt und diese mit sich führt. In der obersten Schicht befinden sich herausgeschleuderte Wassertropfen, die sich in Richtung der Hauptströmung bewegen oder zurück in den Wasserkörper stürzen. Die Erkenntnisse von [6] führen dazu, dass er die gesamte transportierte Luft in eingetragene und eingeschlossene Luft aufteilt. Die eingetragene Luft wird in Form von Luftblasen mit der Strömung transportiert. Die eingeschlossene Luft wird in den Kavitäten der rauen Wasseroberfläche transportiert. Nach [8], der Untersuchungen an Schussrinnen durchführte, können die herausgeschleuderten Wassertropfen beim Wiederauftreffen auf der Wasseroberfläche ebenfalls für Lufteintrag sorgen. [7] bezweifelt jedoch, dass herausgeschleuderte Wassertropfen die Hauptursache des Lufteintrags darstellen. In jedem Fall basieren die Effekte, welche für einen Lufteintrag in den Wasserkörper verantwortlich sind, auf turbulenter kinetischer Energie an der Wasser-Luft-Trennschicht. Dort äußert sich die Turbulenz in Form von Quergeschwindigkeiten zur Hauptströmungsrichtung. Der Entstehungsmechanismus dieser turbulenten kinetischen Energie ist abhängig von der Strömungssituation. In Abbildung 2 ist der schematische Verlauf der Lufteintragung an einer Schussrinne abgebildet.

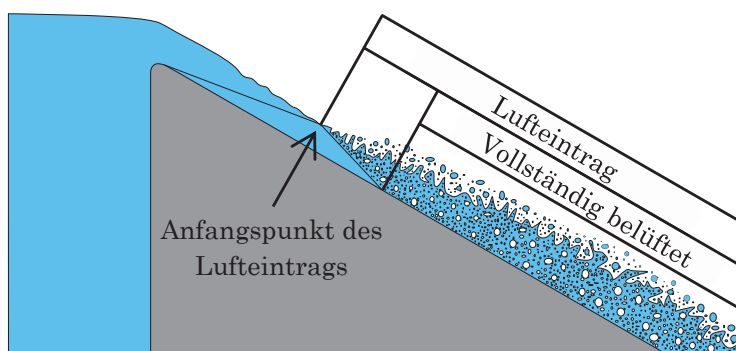


Abbildung 2: Durchströmung einer Schussrinne nach [4]. Der Lufteintrag in die Strömung setzt ein, sobald die turbulente Grenzschicht die Wasser-Luft-Trennschicht erreicht.

Bei einer geführten Strömung, wie sie beispielsweise in einer Schussrinne vorliegt, wächst die turbulente Grenzschicht von der Berandung ausgehend mit dem Verlauf der Strömung an. Das Erreichen der Wasser-Luft-Trennschicht sorgt für den Beginn des Lufteintrags. Dieser Punkt wird daher als Anfangspunkt des Lufteintrags bezeichnet. Die Eintragungstiefe nimmt im weiteren Strömungsverlauf kontinuierlich zu. Sobald Luftblasen bis zum Grund der Strömung vordringen ist eine vollständige Belüftung erreicht. Die Menge an eingetragener Luft kann jedoch weiter ansteigen. [1] sieht neben der Reibung

an der Berandung einen weiteren Grund für die Ausbildung von oberflächen-nahen Turbulenzen in Schwerewellen, welche durch Schergeschwindigkeiten zwischen unterschiedlich dichten Fluiden erzeugt werden. Dieses Phänomen wird durch die Kelvin-Helmholtz-Instabilität begründet. In der Literatur werden Schwerewellen in externe (unterschiedliche Fluide) und interne (gleiche Fluide mit unterschiedlicher Dichte) Schwerewellen gegliedert. Für die Situation, dass jegliche Art von Berandung fehlt ist die Erzeugung turbulenter kinetischer Energie direkt an der Wasser-Luft-Trennschicht der auslösende Effekt für den Lufteintrag. Hierbei ist ebenfalls ein genügend hoher Geschwindigkeitsgradient zwischen dem Wasserkörper und der umgebenden Luft notwendig. Für viele Strömungssituationen liegt jedoch eine Kombination beider Effekte vor.

Die bisher beschriebenen Effekte beziehen sich auf den Lufteintrag über die Oberfläche der Strömung. Eine weitere Möglichkeit des Lufteintrags ist der lokale Lufteintrag. Dieser entsteht zum Beispiel, wenn ein Wasserstrahl in ein Wasserbecken stürzt. Durch den eingetragenen Impuls wird die Wasseroberfläche an der Auftreffstelle deformiert. Geht die Stabilität der deformierten Wasseroberfläche verloren, dann wird die gebildete Kavität geschlossen und die darin eingeschlossene Luft wird unter Wasser gedrückt. Die Oberflächenrauheit des auftreffenden Wasserstrahls beeinflusst zusätzlich die eingetragene Luftmenge, da die an der Wasserstrahloberfläche transportierte Luft teilweise in das Wasserbecken eingetragen wird. Bei überströmten scharfkantigen Wehren und bei Schlauchwehren, wie sie in Abbildung 3 abgebildet sind, liegen meist sowohl Oberflächenlufteintrag als auch lokaler Lufteintrag vor.

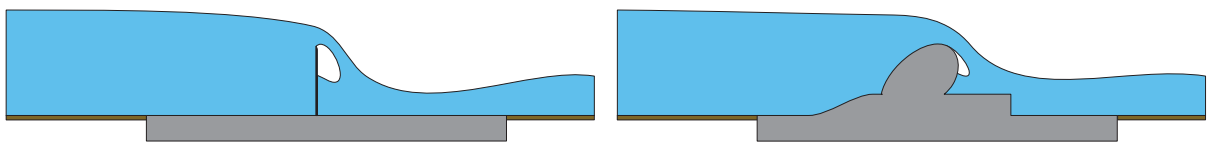


Abbildung 3: Überströmungssituation bei einem scharfkantigen Wehr (links) und einem Schlauchwehr (rechts). Strömung von links nach rechts mit belüftetem Überfallstrahl.

Die numerische Abbildung dieser beiden Lufteintragungseffekte ist zum aktuellen Stand für großskalige Untersuchungsgebiete nicht praktikabel. Auf die besonderen Herausforderungen der numerischen Modellierung wird im nächsten Kapitel genauer eingegangen.

3. Modellierung mit der Volume-of-Fluid-Methode

Die Volume-of-Fluid (VOF) Methode wurde von [5] entwickelt und dient der Modellierung von Zweiphasenströmungen. Die Methode löst die inkompressiblen Navier-Stokes-Gleichungen. Ihre Anwendung ist für wasserbauliche Fragestellungen bei Freispiegelströmungen weit verbreitet und für großflächige Wasseroberflächen gut geeignet. Die Modellierung der Zweiphasigkeit basiert auf dem Transport einer skalaren Größe, welche eine Aussage darüber ermöglicht zu welchem Teil eine Zelle mit einem Fluid gefüllt ist. Der Wert kann dabei zwischen 0 und 1 liegen. Die Fluideigenschaften sind über die jeweilige Zelle homogen verteilt und das Resultat einer anteilsbedingten Wichtung. Daher ist eine Luftblase, die im Verhältnis zur Zellgröße klein ist, nicht mehr als solche zu erkennen. Zusätzlich liegt kein diskreter Übergang zwischen den Phasen vor. Dies ist nicht physikalisch korrekt und beeinflusst die Impulsübertragung und die Entwicklung von Turbulenzen zwischen den Phasen und damit die lufteintragenden Mechanismen. Das Ziel der Modellerweiterung ist, bei einer möglichst groben Auflösung des Strömungsgebiets, die lufteintragenden Mechanismen physikalisch korrekt abzubilden. Eine physikalisch richtige Abbildung der hydraulischen Zustände beim Wehrüberfall mit Lufteintrag ist essenziell, um die hydraulischen Bedingungen beim Fischabstieg vorhersagen zu können. Auf die zu bewertenden Fischschädigungsmechanismen wird im nächsten Kapitel genauer eingegangen.

4. Gefahren des Fischabstiegs an Wehranlagen

Der Fischabstieg über Wehranlagen kann sowohl direkte als auch indirekte Verletzungs- beziehungsweise Mortalitätsrisiken bergen. Insbesondere sind hierbei gefährdende hydraulische Bedingungen, Kollisionen mit Bauwerksteilen, Folgeerkrankungen nach einer Verletzung und ein erhöhtes Prädationsrisiko kurz nach dem Wehrabstieg als Gefahrenquellen zu nennen. Für die Bewertung einer Wehranlage in Bezug auf deren Gefährdungspotenzial für Fische sind daher zwei Bereiche von hohem Interesse. Zum einen das Wissen über signifikante abiotische Faktoren, welche die Identifikation gefährdender Strömungsbedingungen ermöglichen und zum anderen verlässliche Grenzwerte für die hydraulische und mechanische Belastbarkeit von Fischen. Zum derzeitigen Stand des Wissens stellen sich folgende Effekte als besonders wichtig dar.

Die Fallhöhe hat direkte Auswirkungen auf die Auftreffgeschwindigkeit des Fisches auf die Wasseroberfläche und dessen Eintauchtiefe. Hierbei ist zu unterscheiden, ob sich der Fisch während des Überfalls innerhalb oder außerhalb

des fallenden Wasserstrahls befindet. Untersuchungen von [2] zeigen, dass, unabhängig von der Fischgröße, ab einer kritischen Auftreffgeschwindigkeit mit Verletzungen der Kiemen, Augen oder inneren Organen zu rechnen ist. Die kritische Geschwindigkeit wird jedoch in Abhängigkeit der Fischgröße bereits nach unterschiedlichen Fallhöhen erreicht. Der Zusammenhang ergibt, dass größere Fische geringere Fallhöhen unbeschadet überstehen können. Zusätzlich bergen hohe Eintauchtiefen in Kombination mit niedrigen Unterwasserständen die Gefahr, dass der Fisch auf den Grund der Wehranlage aufschlägt. Des Weiteren vergrößern stark turbulente Strömungsbedingungen die Wahrscheinlichkeit für Kollisionen von Fischen mit energiedissipierenden Objekten. Eine Kollision kann zu Abschürfungen der Fischhaut führen, welche sich durch Infektionen zu schwerwiegenden Erkrankungen entwickeln können. Außerdem ist durch die desorientierende Wirkung im unterwasserseitigen Abströmbereich der Wehranlage das Prädationsrisiko erhöht.

Referenzen

- [1] Anwar, Habib O (1994): Discussion of "Self-Aerated Flows on Chutes and Spillways" by H. Chanson (February, 1993, Vol. 119, No. 2). Journal of Hydraulic Engineering, 120(6), 778-779.
- [2] Bell, Milo C.; DeLacy, Allan Clark (1972): A compendium on the survival of fish passing through spillways and conduits.
- [3] Ehrenberger, Rudolf (1926): Wasserbewegung in steilen Rinnen (Schußtinnen): mit besonderer Berücksichtigung der Selbstbelüftung. Hydrogr. Zentralbureau.
- [4] Falvey, Henry T. (1980): Air-water flow in hydraulic structures. NASA STI/Recon Technical Report N 81
- [5] Hirt, Cyril W.; Nichols, Billy D. (1981): Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. Journal of computational physics, 39(1), 201-225.
- [6] Killen, John Mark (1969): The surface characteristics of self aerated flow in steep channels.
- [7] Rein, Martin (1998): Turbulent open-channel flows: Drop-generation and self-aeration." Journal of hydraulic engineering 124.1: 98-102.
- [8] Volkart, Urs Peter (1978): Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme (Doctoral dissertation, ETH Zurich).

3-D numerische Modellierung der Hydraulik und Sedimentationsprozesse innerhalb der Schwarzenbachtalsperre

KILIAN MOURIS¹, FELIX BECKERS¹, STEFAN HAUN¹

¹ *Universität Stuttgart, Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung/
Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft,
Kilian.Mouris@iws.uni-stuttgart.de*

Schlagwörter: TALSPERRE, STAURAUM, NUMERIK, SEDIMENTTRANSPORT, HYDRAULIK

1. Einleitung

Die Anwendung dreidimensionaler numerischer Modelle hat im vergangenen Jahrzehnt in der Wasserbaupraxis an Bedeutung gewonnen. Ursächlich dafür ist die unzureichende Abbildung komplexer dreidimensionaler Strömungsverhältnisse durch die standardmäßig verwendeten ein- und zweidimensionalen Modelle. Insbesondere bei der Durchführung morphodynamischer Simulationen, beispielsweise zur Prognose von Sedimentationsvorgängen in Stauräumen, ist es notwendig, diese dreidimensionalen Strömungsverhältnisse zu berücksichtigen. Folglich wird im Rahmen der durchgeführten Studie das 3-D numerische Modell SSIIM 2 zur Simulation der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge innerhalb der Schwarzenbachtalsperre verwendet.

2. Schwarzenbachtalsperre

Die Schwarzenbachtalsperre wurde als Oberbecken eines Pumpspeicherkraftwerkes im Nordschwarzwald erbaut. Der Stauraum hat eine Länge von 2,2 km, eine maximale Breite von 600 m und eine maximale Tiefe von 47 m (bei Stauziel), woraus ein maximales Volumen von 14,4 Mio. m³ resultiert [1]. Durch eine Gewichtsstaumauer werden der See- und Schwarzenbach direkt gestaut. Weiterhin werden mehrere Quellbäche in einem benachbarten Tal gefasst und dem Stauraum über einen Freispiegelstollen (Raumünzachüberleitung; RÜB) lateral zugeleitet. Insgesamt beträgt der mittlere Zufluss durch die drei Oberflächenzuflüsse 2,1 m³/s. Der Anteil des im Jahresmittel zugepumpten Wasservolumens beträgt lediglich 36 % des zufließenden Gesamtvolumens [2]. Dennoch kommt es in Folge des Pumpspeicherbetriebes im Stauraum zu erheblichen Wasserspiegelschwankungen und Veränderungen des Strömungsfeldes.

3. Modellaufbau und numerische Methode

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wird das 3-D numerische Programm SSIIM 2 verwendet [3]. Das Programm löst zur Berechnung des Strömungsfeldes die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen für den dreidimensionalen Fall. Die räumliche Diskretisierung erfolgt unter Anwendung des Finiten Volumen Verfahrens. Weiterhin wird durch die Implementierung eines impliziten zeitlichen Diskretisierungsverfahrens die Anwendung großer Zeitschritte ermöglicht. Die durch den Wind induzierten Schubspannungen, welche auf die Oberfläche des Wasserkörpers wirken, werden nach van Dorn berechnet [4].

Im Zuge der hydrodynamischen Simulationen wird neben dem Einfluss des Windes auf das Strömungsfeld auch der Einfluss verschiedener Interpolationsverfahren, zur Diskretisierung des konvektiven Terms der Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen, untersucht. Zur Beurteilung der Belastbarkeit der Ergebnisse des numerischen Modells wird zusätzlich eine auf stationären ADCP-Messungen basierende hydrodynamische Plausibilisierung durchgeführt. Dazu werden verschiedene Zeiträume, welche sowohl Pump- als auch Turbinenbetrieb beinhalten, mittels des erstellten numerischen Modells in hoher zeitlicher Auflösung simuliert und die simulierten mit den gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten verglichen.

Zur Berechnung der Schwebstoffverteilung innerhalb des Stauraumes löst SSIIM 2 die Konvektions-Diffusions-Gleichung. Es werden verschiedene Szenarien simuliert, welche sich hinsichtlich des Wasserstandes und der natürlich zufließenden Wassermenge unterscheiden. Die charakteristischen Korndurchmesser der fünf im Modell implementierten Kornfraktionen entsprechen den gemittelten Perzentilwerten d10, d30, d50, d70 und d90 verschiedener Oberflächensedimentproben, welche im Jahr 2016 von der Stauraumsohle entnommen wurden [5]. Die Sinkgeschwindigkeit wird für Korngrößen < 0.1 mm nach der Stokesschen Gleichung berechnet. Zur Berechnung der Sinkgeschwindigkeit größerer Kornfraktionen wird die Gleichung nach Ahrens verwendet.

4. Ergebnis und Diskussion

4.1. Hydrodynamische Simulationen

Aufgrund der lateral zufließenden RÜB ergibt sich in allen Simulationen ein komplexes Strömungsfeld mit zwei großen Zirkulationszonen im mittleren Bereich des Stauraumes. Die maximalen Geschwindigkeiten treten jeweils im Bereich der Zuflüsse der RÜB und des Schwarzenbaches auf.

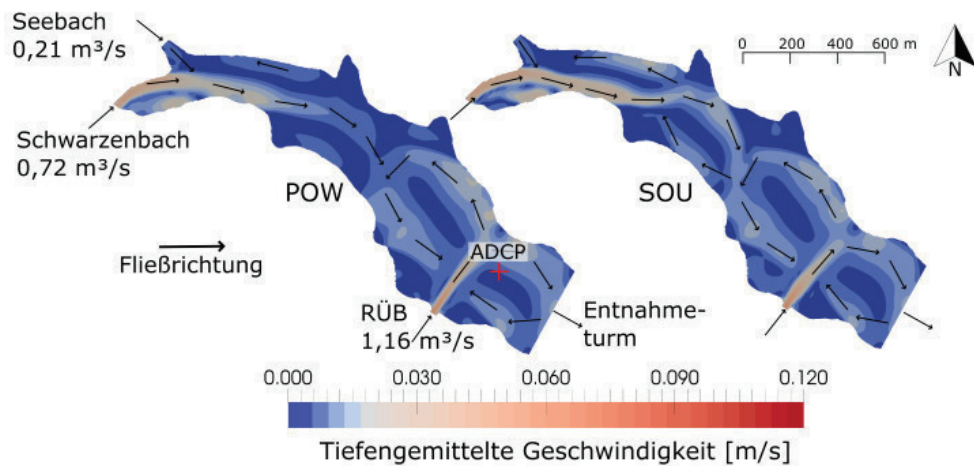


Abbildung 1: Vergleich der simulierten Strömungsfelder (tiefengemittelt) unter Anwendung des POW-Verfahrens (links) und SOU-Verfahrens (rechts)

Ein Vergleich der Strömungsfelder in Abbildung 1 verdeutlicht, dass sich das unter Verwendung des Second-Order-Upstream-Verfahrens (SOU) erzeugte Strömungsfeld lokal von der mittels Power-Law-Verfahren (POW) berechneten Lösung unterscheidet. Insbesondere beim Zufluss des Schwarzenbaches ist die Strömung unter Anwendung des SOU-Verfahrens konzentrierter, wodurch größere Strömungsgeschwindigkeiten auftreten. Ursächlich dafür ist die relativ große falsche Diffusion bei Anwendung des POW-Verfahrens. Sie ist im nordwestlichen Bereich des Stauraumes besonders groß, da dort die Strömung schräg auf die Gitternetzlinien trifft. Zusätzlich werden Wirbel und Zirkulationszonen, bei Anwendung des SOU-Verfahrens, stärker ausgebildet. Dies lässt sich an den zwei, nur unter Anwendung des SOU-Verfahrens sichtbaren, Zirkulationszonen im nordwestlichen Bereich des Stauraumes erkennen.

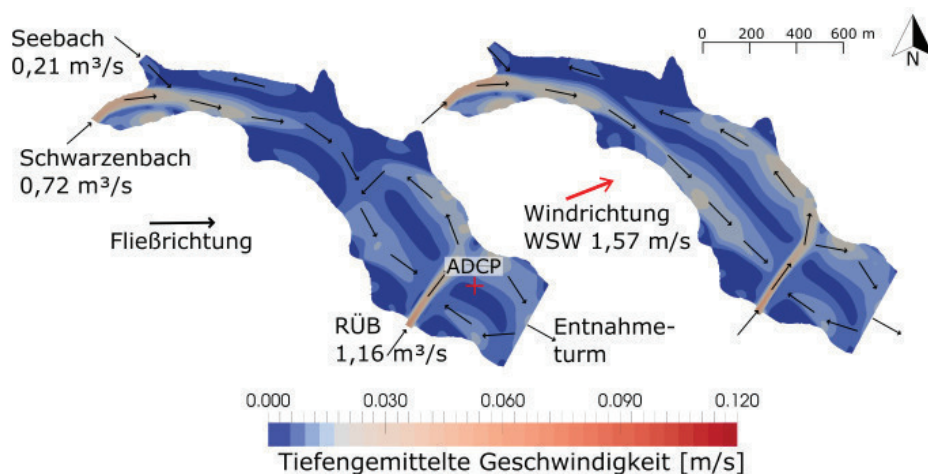


Abbildung 2: Vergleich des Strömungsfeldes (POW) ohne (links) und mit (rechts) Einfluss des Windes

Abbildung 2 verdeutlicht, dass der Wind das Strömungsfeld, unter den gegebenen hydraulischen Randbedingungen, beeinflusst. Es ist zu erkennen, dass sich die aus dem Zufluss der RÜB resultierende Strömung am gegenüberliegenden Ufer aufteilt und zu einem Teil in Richtung NW und zum anderen Teil in Richtung SO fließt. Ohne Einfluss des Windes löst sich die Strömung, kurz vor Erreichen der Bucht, vom Ufer ab und es bildet sich eine Zirkulationszone über die gesamte Breite des Stauraumes aus. Im Gegensatz dazu verhindert der Wind aus Richtung WSW die Ablösung der Strömung und damit die Ausbildung der Zirkulationszone.

Abbildung 3 zeigt den Verlauf der gemessenen und simulierten Strömungsgeschwindigkeit in Richtung Norden über einen Zeitraum von 6 Tagen. Dabei treten sowohl die größten simulierten als auch gemessenen Geschwindigkeiten während des Pumpbetriebes auf. Dahingegen wird die Geschwindigkeit (U_{Nord}) während des Turbinenbetriebes negativ. Die Ergebnisse zeigen, dass die simulierten und die gemessenen Geschwindigkeitsverläufe eine vergleichbare Charakteristik aufweisen und das Modell plausibel auf die durch den Kraftwerksbetrieb veränderten hydraulischen Randbedingungen reagiert.

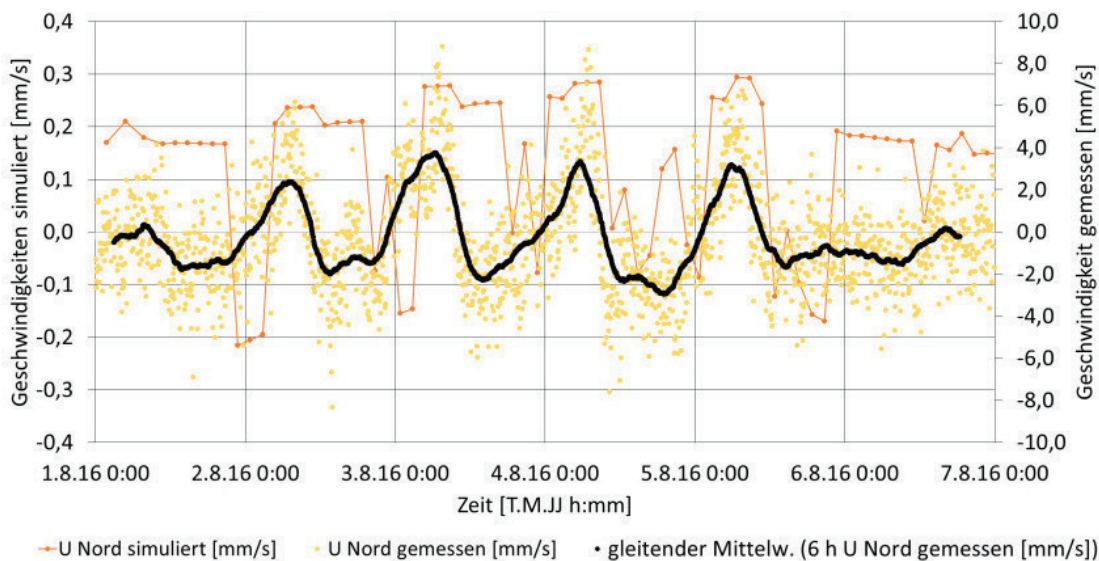


Abbildung 3: Vergleich der simulierten und gemessenen Geschwindigkeiten (tiefengemittelt) in Richtung Norden

Allerdings zeigt Abbildung 3 auch, dass das numerische Modell die Geschwindigkeiten während des Pump- und Turbinenbetriebes unterschätzt. Mögliche Ursachen für die Abweichungen sind die Vernachlässigung von temperaturbedingten Dichteunterschieden sowie eine Überschätzung der Wirbelviskosität im numerischen Modell. Zusätzlich ist die Messung der geringen Strömungsgeschwindigkeiten mit einer relativ hohen Unsicherheit behaftet.

4.2. Sedimentationsvorgänge und Schwebstofftransport

Die durchgeführten Simulationen demonstrieren, dass die feinen Kornfraktionen länger in Schwebelage gehalten werden und dementsprechend später sedimentieren. Dahingegen akkumulieren die gröberen Partikel bereits im Bereich der Zuflüsse. Folglich ergibt sich eine zunehmende Verfeinerung der angelandeten Sedimente in Fließrichtung. Diese Tendenz zeigt sich ebenfalls anhand der im Schwarzenbachstausee entnommenen Sedimentproben und ist charakteristisch für das Sedimentationsverhalten in Stauräumen [5,6].

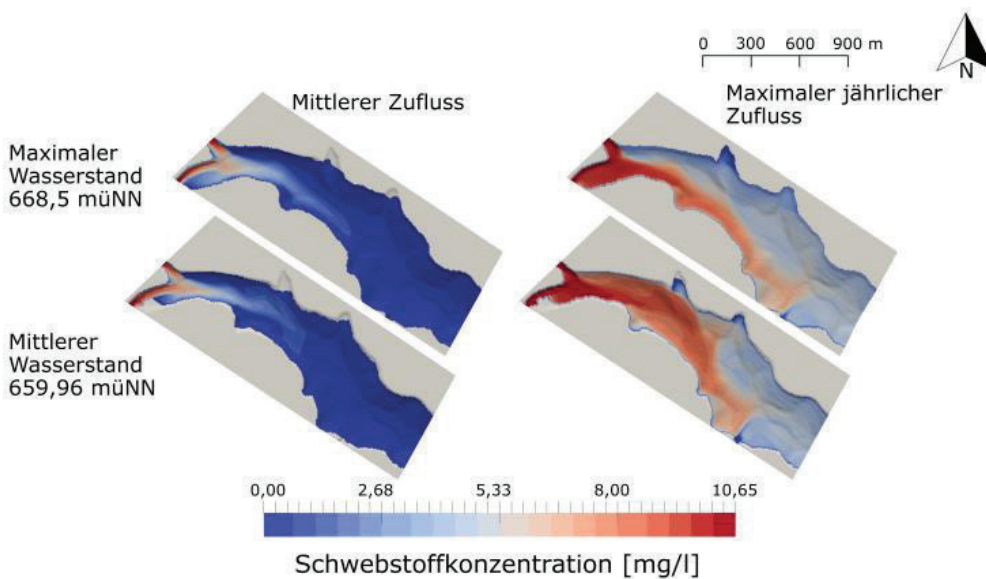


Abbildung 4: Schwebstoffverteilung der feinsten Kornfraktion $d = 5,09 \mu\text{m}$ in Abhängigkeit des Wasserstandes und der zufließenden Wassermenge

Der Einfluss des Wasserstandes und der zufließenden Wassermenge auf die Schwebstoffverteilung ist anhand von Abbildung 4 zu erkennen. Entsprechen die Zuflüsse den mittleren Jahresmaxima, treten im gesamten Stauraum größere Strömungsgeschwindigkeiten auf und die Schwebstoffe werden folglich weiter in den Stauraum hinein transportiert. Dahingegen sedimentieren die Schwebstoffe bei mittlerem Zufluss vorrangig im Nahbereich der Zuflüsse.

Zusätzlich zeigt Abbildung 4, dass der Verlauf der Schwebstoffkonzentration durch den Wasserstand im Stauraum beeinflusst wird. Ursächlich hierfür sind primär der bei niedrigerem Wasserstand reduzierte Fließquerschnitt und die daraus resultierende größere Strömungsgeschwindigkeit. Weiterhin beeinflusst der Wasserstand die Form der Schwebstofffahne und damit auch das Depositionsmuster. Da der Wasserstand im Gegensatz zur natürlich zufließenden Wassermenge ein Betriebsparameter der Talsperre ist, kann durch dessen Steuerung auf die Charakteristik der Sedimentablagerungen im Stauraum Einfluss genommen werden.

5. Fazit

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass insbesondere der laterale Zufluss der RÜB ein komplexes Strömungsfeld induziert. Eine nähere Betrachtung der numerischen Berechnung verdeutlicht, dass der Wind das Strömungsfeld in einem hohen Maße global beeinflusst, wohingegen die Anwendung eines Diskretisierungsverfahrens höherer Ordnung nur lokal zu Veränderungen führt. Die Plausibilisierung des numerischen Modells erfolgt auf Grundlage von stationären ADCP-Messungen. Diese Methode wurde, infolge der geringen Strömungsgeschwindigkeiten, in großen Stauräumen bislang kaum angewendet. Die morphodynamischen Simulationen demonstrieren, dass der Verlauf der Schwebstoffkonzentration primär durch die natürlich zuströmende Wassermenge und den Wasserstand beeinflusst wird. Der Betreiber der Talsperre kann durch die Steuerung des Wasserstandes, in einem gewissen Maße, die Ablagerungsbereiche verschiedener Kornfraktionen beeinflussen.

Eine Limitation des Modells ist die Vernachlässigung von temperaturbedingten Dichteunterschieden. Zur Abschätzung deren Einflusses sollten diese in zukünftigen Berechnungen berücksichtigt werden.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der EnBW Kraftwerke AG zur Bereitstellung der verwendeten wasserwirtschaftlichen Daten.

Referenzen

- [1] Urban, G.; Fütterer, V.; Fritz, H.; Reif, H.; Wunsch, W.; Ried, E. et al. (2006): 80 Jahre Schwarzenbachwerk.
- [2] EnBW Kraftwerke AG (2016), Wasserwirtschaftliche Daten.
- [3] Olsen, N.R.B. (2014): SSIIM User's Manual. Hg. v. Department of Hydraulic Engineering and Environmental Engineering. NTNU. Trondheim.
- [4] Van Dorn, W. (1953): Wind stress on an artificial pond. In: Journal of Marine Research 12, S. 249–276.
- [5] Haun, S.; Beckers, F. (2017): Sedimente ein Limitierungsfaktor für Talsperren?, 1st CHARM Status Kolloquium, Präsentation Freiburg
- [6] Haun, S.; Kjærås, H.; Løvfall, S.; Olsen, N.R.B. (2013): 3-D measurements and numerical modelling of suspended sediments in a hydropower reservoir. In: Journal of Hydrology 479, S. 180–188.

Herausforderungen bei der 2D-HN-Modellierung im Projekt „Retentionspotential-Studie am Inn“

STEFAN GIEHL¹

¹ *Technische Universität München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, stefan.giehl@tum.de*

Schlagwörter: RETENTION, HOCHWASSER, HOCHWASSERSCHUTZ, HYDRODYNAMISCHE MODELLIERUNG, 2D-HN-MODELL

1. Einführung

In der „Retentionspotential-Studie am Inn“, einer großräumigen, grenzübergreifenden Studie, sollen verschiedene Standorte für Hochwasserrückhaltmaßnahmen wie ungesteuerte und gesteuerte Flutpolder oder Deichrückverlegungen untersucht werden [1]. Ziel der 2016 vom Bayerischen Landesamt für Umwelt beauftragten Studie ist es, Potentiale für einen verbesserten Schutz der Unterlieger vor extremen Hochwasserereignissen aufzuzeigen. Untersuchungsgebiet ist dabei der deutsche Abschnitt des Inns ab der österreichischen Grenze bis zur Mündung in die Donau sowie die Salzach ab der Saalachmündung (Abbildung 1). In sechs Teilprojekten an drei Universitäten werden verschiedene Aspekte bearbeitet, beispielsweise eine einzugsgebietsweite Niederschlag-Abfluss-Modellierung und Statistik der Hochwasserwellen, Untersuchungen zum Rückhaltepotential der Staustufenkette am Inn und Untersuchungen der morphologischen Prozesse wie Mobilisierung und Ablagerung in Stauräumen und Rückhalteräumen. Im Projekt kommen dafür u.a. 1D-, 2D- und teils 3D-hydrnumerische und hydromorphologische Modelle inklusive eines begleitenden physikalischen Laborversuchs zum Einsatz.

Eine Aufgabe der Studie ist es, potentielle Standorte für gesteuerten oder ungesteuerten Hochwasserrückhalt zu finden. Die Anzahl der Standorte steht noch nicht fest. Mögliche Standorte können dabei zum Beispiel frühere Überschwemmungsflächen sein, die heute im Zuge der Flussbegradigung und des Baus der Staustufen durch die Stauhaltungsdämme vom Hochwassergeschehen abgeschnitten sind. Sofern die Landnutzung (z.B. Siedlungen) dies zulässt, könnten diese Flächen für den Hochwasserrückhalt reaktiviert werden. Die Wirkung sämtlicher Standorte muss zunächst für 12 durch ein stochastisches N-A-Modell generierte Hochwasserszenarien quantifiziert werden. Die Kombination der insgesamt 16 Stauräume im Untersuchungsgebiet und der Rückhal-

teflächen unter Berücksichtigung angepasster Steuerstrategien für den Hochwasserrückhalt ergibt nochmals eine weitaus größere Zahl möglicher Varianten.

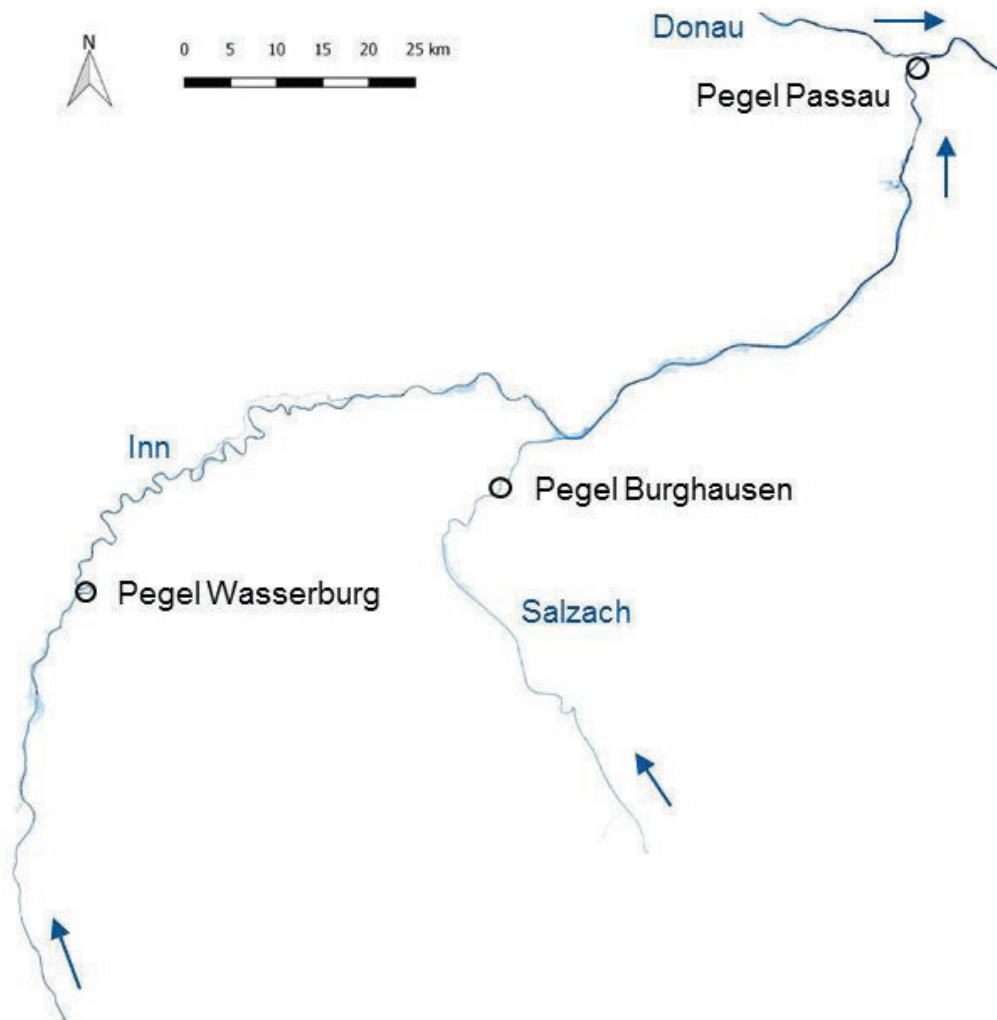


Abbildung 1: Projektgebiet der „Retentionspotential-Studie Inn“ ab der Landesgrenze von Österreich zu Deutschland (unterer Bildrand) bis zur Mündung des Inn in die Donau in Passau (oberer Bildrand).

2. Ausgewählte Aspekte bei der 2D-HN-Modellierung zur Untersuchung des Hochwasserwellenablaufs am Inn

Für die Untersuchung des Hochwasserwellenablaufs, der Analyse der Wirkungen und der Steuerung von Rückhaltmaßnahmen werden der Inn und die Salzach im gesamten Projektgebiet mit 2D-HN-Modellen abgebildet, insgesamt etwa 280 km Fließstrecke. Verschiedene Herausforderungen müssen bei dieser Reinwassermodellierung gelöst werden, wie zum Beispiel: Erfordernis einer ef-

fektiven großräumigen 2D-HN-Modellierung mit einer hohen Zahl an zu untersuchender Varianten; Berücksichtigung der Wehrbetriebsordnungen inklusive Absenkvorschriften; Interaktion mit potentiellen Rückhalteräumen; Unsicherheiten in den Pegelmessungen. Besonders zu beachten sind die Transportprozesse der Feinsedimente aus dem alpinen Einzugsgebiet, die zu dynamischen Sohlveränderungen vor allem in den Stauräumen führen. Dabei ergeben sich nicht nur veränderte Sohllagen vor und nach einem Hochwasserereignis, sondern auch signifikant andere Sohllagen und Sohlformen während eines Hochwasserereignisses. Diese Prozesse müssen bei der Reinwassermodellierung (2D-HN-Modelle mit fixierter Sohle) berücksichtigt und entsprechend interpretiert werden.

Nachfolgend werden einige der Aspekte herausgegriffen und kurz erläutert.

2.1. Effiziente Modellierung für eine Vielzahl an Varianten

In der Studie werden insgesamt über 280 km Fließstrecke mit hydrodynamischen und hydro-morphodynamischen Modellen abgebildet. Die zweidimensionalen Fließverhältnisse in Retentions- und Rückhalteflächen und die Wechselwirkungen mit dem Flussschlauch erfordern daher auch eine 2D-HN-Modellierung. Auch der Transport von Sediment und Schweb in Inn und Salzach sowie die eventuelle Ablagerung in Rückhalteflächen hat mindestens zweidimensionalen Charakter. Die dafür notwendigen Feststofftransport-Modelle bauen auf den Reinwassermodellen auf.

Wesentlich für eine effiziente Bearbeitung der Studie ist aufgrund der Randbedingungen 2D-HN und hoher Anzahl an zu untersuchender Varianten ein sorgfältiger Aufbau der Berechnungsnetze mit möglichst wenigen Knoten und Elementen, um die Simulationsdauer so klein wie möglich zu halten. Bei der Modellerstellung wurde darauf geachtet, dass der (Hochwasser-) Wellenablauf für Ereignisse in der Größenordnung zwischen HQ_{30} und HQ_{1000} korrekt abgebildet wird. Das dem Berechnungsnetz zugrundeliegende DGM ($1 \times 1 \text{ m}^2$) wurde dazu stark ausgedünnt und hydraulisch relevante Bruchkanten wie Dämme, Deiche, Gräben und Straßen anschließend wieder eingefügt (vgl. Vorgehen von [3]). Der Flussschlauch wurde aus Querprofilmessungen, die alle 200 m vorlagen, erstellt.

2.2. Berücksichtigung der Wehrbetriebsordnungen

Die Wehrbetriebsordnungen der im Untersuchungsgebiet vorhandenen Stautufen sehen im Hochwasserfall beispielsweise Vorabsenkungen vor. Die WBOs müssen auch in den Modellrandbedingungen umgesetzt werden, was

beispielsweise auch die Wahl des Softwarepakets für 2D-HN-Modellierung beeinflusst. Erforderlich ist dafür eine abflussabhängige Wasserstand-Randbedingung. Aus diesem Grund wird die Reinwassermodellierung derzeit mit der kommerziellen Software HYDRO_AS-2D durchgeführt.

2.3. Transportprozesse der Feinsedimente aus dem alpinen Einzugsgebiet

Die größte Herausforderung bei der Reinwassermodellierung ist die Dynamik der Feststofftransportprozesse vor allem in den Stauräumen am Inn. Im oberstromigen Teil des Untersuchungsgebiets bestehen die Verlandungskörper in den Stauräumen aus Feinsedimenten mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,3 mm. Diese gelangen aus dem alpinen, teils vergletscherten Einzugsgebiet über die gestauten Fließstrecken bis in die Donau. Eine frühere Studie [4] untersuchte die Prozesse mithilfe eines 1D-Modells und allen zur Verfügung stehenden Sohlvermessungen, die vom Betreiber der Kraftwerke (VERBUND AG) regelmäßig, je nach Stauraum alle 1 bis 4 Jahre, durchgeführt werden. Demnach gibt es ein grundsätzlich ähnliches Transportverhalten für alle Stauräume: obwohl sich die Sohllagen während eines einzelnen Hochwasserereignisses stark ändern können, stellen sich nach einem gewissen Zeitraum wieder charakteristische Sohllagen ein. Dieser Prozess von Erosion- und Deposition wird in Abbildung 2 verdeutlicht.

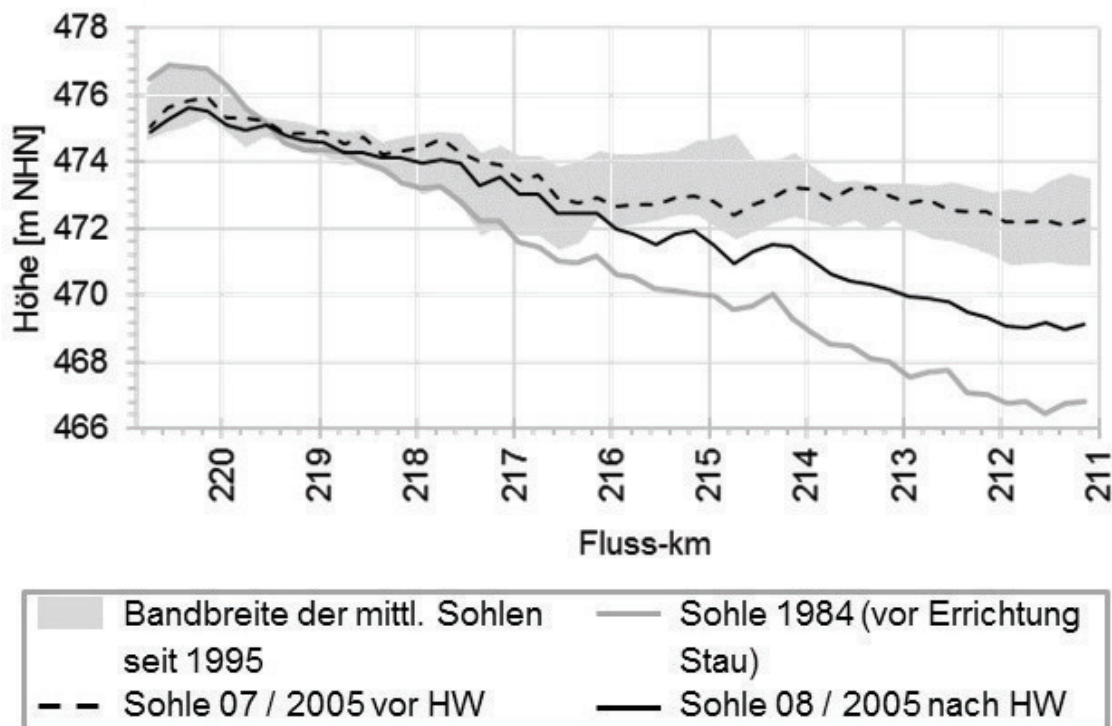


Abbildung 2: Längsschnitt der mittleren Sohle im obersten Stauraum des Untersuchungsgebiets.

Für diesen Staauraum sind Sohlvermessungen vorhanden, die den Zustand kurz vor dem Hochwasser 2005 (ca. HQ₁₀₀) und kurz danach zeigen. Zu erkennen ist zum einen die Bandbreite der mittleren Sohllagen aus den jährlichen Querprofilmessungen (aufgenommen immer nach der Hochwassersaison) und zum anderen die Ausräumung der Feinsedimente während des Ereignisses um mehr als 3 m am Wehr bei km 211 anhand der „Hochwassersohle“ vom August 2005. Die Schwierigkeit für ein Reinwassermodell (in diesem Fall 2D-HN) mit nicht beweglicher Sohle ist daher, die Dynamik der Sohlveränderungen adäquat bei der Netzerstellung zu berücksichtigen. Von [4] wurden sogenannte „Gleichgewichtssohlen“ definiert. Dafür wurde für jeden Staauraum diejenige Sohlvermessung ausgewählt, welche die langfristige mittlere Sohllage im endverlandeten Zustand am besten repräsentiert. Mit diesen Gleichgewichtssohlen wurden die 2D-HN-Modelle erstellt.

Aufgrund dieser Herangehensweise kann das Modell allerdings die gemessenen Abfluss- und die Wasserstandganglinien nicht über das gesamte Abflussspektrum von Mittel- bis Hochwasser gut abbilden. Bei der Kalibrierung und Validierung wurde daher auf die korrekte Abbildung der Abflussganglinien im Bereich der Hochwasserscheitel fokussiert [2]. Vor allem die Wasserstände bei MW können von den Messwerten abweichen. Dieses Verhalten ist je nach Lage des Staauraums im Fließverlauf unterschiedlich ausgeprägt.

Sohlvermessungen, die wie in Abbildung 2 den Zustand unmittelbar nach einem Hochwasserereignis zeigen, sind nur für einzelne Stauräume verfügbar. Der komplette Aufbau eines Flussschlauchnetzes aus diesen „Hochwassersohlen“ ist also nicht möglich. Aber auch mit Verwendung einer Gleichgewichtssohle kann die Hauptaufgabe der Studie – die Abbildung des Hochwassergehens und Wirkungsanalyse potentieller Rückhalteräume – erfüllt werden [2]. Ein Teilprojekt der Studie ermittelt die fehlenden Hochwassersohlen mithilfe einer Feststofftransportmodellierung. Anhand dieser Ergebnisse werden anschließend die erzielten Simulationsergebnisse der Reinwassermodellierung verifiziert und entsprechend interpretiert.

3. Fazit

Für die Retentionspotential-Studie am Inn wurden 2D-HN-Modelle zur großräumigen Abbildung der Hochwasserverhältnisse am Inn und der Salzach erstellt. Bei der Modellierung musste verschiedene Herausforderungen gelöst werden, die oben beschrieben werden. Beispielsweise erforderte die Gesamtlänge der zu modellierenden Flussabschnitte von mehr als 280 km bei gleich-

zeitig hoher Anzahl von Varianten eine sorgfältige Ausdünnung der Eingangsdaten unter Beibehaltung der für den Hochwasserwellenablauf relevanten Strukturen. Besonders berücksichtigt werden müssen außerdem vor allem in Stauräumen die beweglichen Sohlen während eines Hochwassers in einem 2D-Modell mit nicht beweglicher Sohle. Weitere Herausforderung waren zudem die Umsetzung der Wehrbetriebsordnungen oder auch die teilweise mit großen Unsicherheiten behafteten Pegelmessungen. Die angesprochenen Punkte können natürlich auch in der Ingenieurpraxis, beispielsweise bei der Überschwemmungsgebietsermittlung oder der Planung einzelner Rückhaltemaßnahmen auftreten. Die Herausforderung für die vorgestellte Studie liegt daher eher in der Summe der einzelnen Punkte. Entsprechend müssen die Ergebnisse entsprechend der Randbedingungen und getroffenen Annahmen interpretiert werden.

Referenzen

- [1] Giehl, Stefan; Rutschmann, Peter (2018): Die Retentionspotential-Studie am Inn – Herausfordernde hydraulische und morphologische Fragestellungen. In: Schütze, Nils; Müller, Uwe; Schwarze, Robert; Wöhling, Thomas; Grundmann, Jens (Hrsg.): Beiträge zum Tag der Hydrologie am 22./23. März 2018 an der Technischen Universität Dresden. Dresden, S. 17.
- [2] Giehl, Stefan; Bui, Minh Duc; Rutschmann, Peter (2018): Effects of the dynamic bed on hydrodynamic modelling in the Inn River. In: Armanini, Aronne; Nucci, Elena (Hrsg.): Proc. of the 5th IAHR Europe Congress — New Challenges in Hydraulic Research and Engineering. Trento, 12 – 14 June, 2018. Trento, S. 231-232.
- [3] Skublics, Daniel (2011): Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau. 13. JuWi Treffen, 03.-06. August 2011, Hannover.
- [4] Kohane, Roberto (2014): Hydrodynamisches Abflussmodell des Bayerischen Inn – Vom Unterwasser Kraftwerk Oberaudorf-Ebbs bis zur Mündung in die Donau bei Passau, Erläuterungsbericht. Lahmeyer Hydroprojekt, Bad Vilbel.

Simulation von Starkniederschlägen im Stadtgebiet Siegen – Möglichkeiten und Grenzen topografischer Gefährdungsanalysen

SEBASTIAN GÜRKE¹, JENS BENDER¹, JÜRGEN JENSEN¹

¹ Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu), Lehrstuhl für Hydromechanik, Binnen- und Küstenwasserbau, sebastian.guerke@uni-siegen.de

Schlagwörter: STARKREGEN, STURZFLUTEN, GEFÄHRDUNGSANALYSEN, GIS

1. Einleitung

In den vergangenen Jahren haben zahlreiche Starkregenereignisse zu folgenschweren Überflutungen mit erheblichen Sachschäden und auch Todesopfern geführt (z. B. im Juni 2016 im Landkreis Rottal-Inn). Während zur Erfassung der Gefahren von Flusshochwasser (fluviale Ereignisse) gemäß der EG-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie für Risikogebiete Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten erstellt wurden, liegen für die Auswirkungen von Starkregen (pluviale Ereignisse) in Deutschland bislang keine vergleichbaren gesetzlichen Grundlagen vor.

Besonders schadensträchtige Starkregenereignisse der Vergangenheit und die mögliche Zunahme solcher Ereignisse infolge des Klimawandels lassen die Thematik jedoch verstärkt in den Fokus der Forschungen rücken. Aus diesem Grund wurden zuletzt verschiedene generelle Vorgehensweisen und Methoden zur Ermittlung von Überflutungsgefährdungen durch Starkregenereignisse erarbeitet und definiert (z. B. [1, 2]). Im Gegensatz zu Flusshochwasser können lokale Starkregenereignisse überall, d. h. auch fernab von Gewässern auftreten und somit prinzipiell auch überall zu potenziellen Schäden führen. Oftmals sind dann Gebiete betroffen, in denen sich die Anwohner keiner direkten Überflutungsgefahr bewusst sind. Die Beurteilung der Gefährdung infolge solcher Ereignisse beschränkt sich entsprechend nicht allein auf das Gewässersystem, sondern erfordert eine Betrachtung des jeweiligen gesamten (Teil-) Einzugsgebiets, was deutlich höhere Anforderungen an die Analysen stellt. Die Methoden reichen daher von vereinfachten Gefährdungsabschätzungen, über topografische Gefährdungsanalysen bis hin zu hydraulischen Überflutungsanalysen (vgl. [1]). Sie unterscheiden sich dabei nicht nur hinsichtlich des Bearbeitungsaufwandes, sondern auch in Bezug auf die erforderlichen Daten, die zugrundeliegenden Berechnungsansätze und damit letztendlich auch auf die Genauigkeit sowie die Aussagekraft der Ergebnisse.

2. Hintergrund und Veranlassung

Die am Rande des Rothaargebirges im Südosten von Nordrhein-Westfalen gelegene Stadt Siegen war in der Vergangenheit bereits mehrfach von Starkregenereignissen betroffen und weist aufgrund der Mittelgebirgstopografie mit steilen Hanglagen ein erhöhtes Gefährdungspotenzial auf. Vor diesem Hintergrund wurde Anfang 2016 das Kooperationsvorhaben „Simulation von Starkniederschlägen im Stadtgebiet Siegen“ (SiSSi) gestartet (vgl. [3]). Das Projekt stellt eine Kooperation zwischen dem Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen und dem Entsorgungsbetrieb der Stadt Siegen (ESi) dar. Übergeordnetes Ziel des Projektes ist es, die durch Starkregen gefährdeten Bereiche und Gebäude im Stadtgebiet von Siegen zu ermitteln und die potenziellen Schäden abzuschätzen. Um erste Erkenntnisse zur Überflutungsgefährdung zu erhalten und diese beurteilen sowie etwaige Gefährdungsschwerpunkte ermitteln zu können, wird zunächst eine stadtgebietsweite topografische Analyse vorgenommen.

3. Topografische Gefährdungsanalysen

3.1. Datengrundlage und Methodik

Topografische Analysen der Geländeoberfläche werden i. d. R. mit Geoinformationssystemen (GIS) durchgeführt und deshalb auch als GIS-basierte Analysen bezeichnet. Sie dienen vorwiegend zur Lokalisierung von Gefährdungsschwerpunkten, da die Ergebnisse im Wesentlichen Geländetiefpunkte, d. h. die Lage potenziell überflutungsgefährdeter Geländesenken und den Verlauf potenzieller oberirdischer Fließwege darstellen. Sie sind nicht mit der Aussagekraft von hydraulischen (hydrodynamischen) Gefährdungsanalysen zu vergleichen, da die Analysen allein auf einer Auswertung der Höheninformationen des zugrundeliegenden digitalen Geländemodells (DGM) basieren.

Für die Analyse des 115 km² großen Siegener Stadtgebiets wurde ein digitales Geländemodell mit 1 bis 4 Punkten pro m² (DGM1L) verwendet. Das Geländemodell wurde durch die Integration von möglichen Fließhindernissen in Form von 3D-Gebäudemodellen verfeinert und u. a. durch die Öffnung von Gebäudedurchfahrten auf Basis von Daten des Amtlichen Liegenschaftskataster-Informationssystems (ALKIS® NRW) korrigiert. Im Anschluss wurde das Geländemodell für die Analysen auf ein regelmäßiges quadratisches Raster mit einem Zellabstand von 0,5 m interpoliert, sodass zusammen mit den Außengebieten letztendlich ein Raster mit einer Gesamtanzahl von 960 Mio. Höhenpunkten resultierte.

Die Ermittlung der Fließwege erfolgt unter der Annahme, dass die Fließrichtung und damit die Fließwege allein durch das Gefälle der Geländeoberfläche bestimmt und beeinflusst werden. Generell existieren verschiedene Berechnungsalgorithmen, mit denen die Fließwege ermittelt werden können. Für die Analysen wurde der vereinfachte Single-Flow-Direction-Ansatz verwendet, bei dem sich die Fließrichtung in die der acht Nachbarzellen ergibt, zu der das größte Gefälle besteht. Indem das Gelände so lange angehoben wird, bis aus jeder Zelle ein Fließweg in eine Nachbarzelle möglich ist, können durch Subtrahieren des senkenfreien Rasters mit dem ursprünglichen Raster die potenziellen Geländesenken in ihrer maximalen Ausdehnung ermittelt werden. Die Analysen selbst wurden mit der MATLAB®-basierten TopoToolbox 2 [4] durchgeführt, wobei das Postprocessing in einem GIS erfolgte. In Abbildung 1 sind für einen Detailausschnitt des Siegener Stadtgebiets das Berechnungsraster (a), die ermittelten Geländesenken (b) und die Fließwege (c) dargestellt.

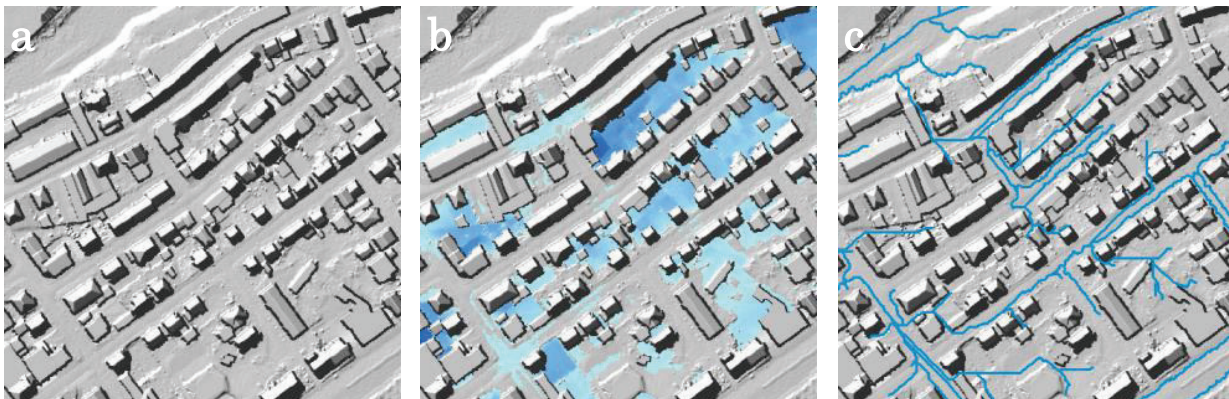


Abbildung 1: Detailausschnitt des Siegener Stadtgebiets mit Berechnungsraster (a), ermittelten Geländesenken (b) und Fließwegen (c).

3.2. Ergebnisse und Verifizierung

Die ermittelten Geländesenken wurden zunächst durch die Festlegung von Schwellenwerten (Mindesttiefe von 0,05 m und Mindestfläche von 1 m²) gefiltert. Anschließend wurde eine tiefenabhängige Klassifizierung vorgenommen, die sich in den unteren Bereichen an üblichen Bordsteinhöhen orientiert. Zusätzlich wurde das jeweilige maximale Füllvolumen der Senken ermittelt. Die Fließwege wurden in Bezug auf ihre oberirdische akkumulierte Einzugsgebietsfläche klassifiziert (vgl. [2]), wobei hier als Schwellwert eine Mindestfläche von 500 m² zugrunde gelegt wurde. Zusammen mit den Geländesenken und den Volumina wurden die Fließwege im Anschluss in Form von digitalen Karten aufbereitet. Die Ergebnisse der topografischen Analyse, aber

insbesondere die Lage und Größe der Geländesenken, konnte u. a. mit fotografischen Aufnahmen aus Presseberichten, Meldungen der Bürger und auch durch die Erfahrungen des Entsorgungsbetriebs vereinzelt verifiziert werden (Abbildung 2). Grundsätzlich konnte eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt werden, wobei sich an bestimmten Stellen auch Unsicherheiten und Fehler zeigten, auf die im nachfolgenden Kapitel näher eingegangen wird.



Abbildung 2: Ein Starkregenereignis im Juni 2012 führte u. a. zur Überflutung eines in einer Senke gelegenen Straßenbereiches in Siegen (links, [5]). Die längliche Geländesenke konnte im Rahmen der topografischen Analysen ebenfalls ermittelt werden und weist mehrere Fließ- bzw. Zuflusswege auf (rechts, Bildmitte).

Mit den Analysen konnte zum einen ein Gesamtüberblick über die Überflutungsgefährdung im Stadtgebiet geschaffen und zum anderen erste Gefährdungsschwerpunkte identifiziert werden. Der Betreiber der Entwässerungssysteme kann anhand der Fließwege und Geländesenken z. B. Meldungen verstopfter Straßenabläufe sowie überfluteter Straßen und Grundstücke besser nachvollziehen und beurteilen. Durch die Verschneidung der Geländesenken mit den bestehenden Straßenabläufen im Stadtgebiet kann die Gefährdung selbiger besser beurteilt werden und in Zukunft eine etwaige Anpassung der Reinigungsstrategie erfolgen.

3.3. Unsicherheiten und Grenzen topografischer Analysen

GIS-basierte Analysen weisen grundsätzlich einige methodisch bedingte Vereinfachungen auf. So kann die Geländeoberfläche lediglich in einer Ebene betrachtet werden, d. h. Fließwege sind beispielsweise entweder auf oder unter Straßenbrücken möglich. Während größere Brückenbauwerke aus den DGM üblicherweise herausgerechnet werden, können kleinere Brücken in den Daten enthalten sein und im Berechnungsraster an diesen Stellen zur Ausbildung von unrealistischen Dammstrukturen führen, die die Fließwege

verfälschen und zur Ausweisung von Senken führen. Bei gewässerkreuzenden Bauwerken kann durch ein definiertes Tieferlegen des tatsächlichen Gewässerverlaufs bzw. der entsprechenden Rasterzellen eine Öffnung von solchen Strukturen vorgenommen werden. Dies kann allerdings bei verrohrten Gewässerstrecken zur Ausbildung von Fließwegen führen, die andere Fließwege realitätsfern beeinflussen. In solchen Bereichen, aber auch bei Tunneln, Unterführungen etc., die im Berechnungsraster nicht bzw. nicht korrekt abgebildet werden können, resultieren daraus entsprechende Ungenauigkeiten und eindeutige Fehler. Allen voran stehen auch Unsicherheiten, die aus der Höhenungenauigkeit des DGM resultieren. Gleichwohl bieten insbesondere hoch aufgelöste Berechnungsraster aber die Möglichkeit, die Plausibilität des DGM für nachfolgende Analysen bewerten zu können, in dem so z. B. Verrohrungen sichtbar werden. Neben den Unsicherheiten, die aus dem gewählten Berechnungsalgorithmus resultieren, kann auch die Festlegung der Schwellenwerte, insbesondere zur Bestimmung der Abflussakkumulation, die Ergebnisdarstellung maßgeblich beeinflussen.

Die Ergebnisse derartiger Analysen stellen somit, vor allem aufgrund der nicht zu ermittelnden Fließtiefen und -geschwindigkeiten, eine vereinfachte Beurteilung der Überflutungsgefährdung dar, die aber als hilfreiches Instrument für daran anschließende detailliertere Untersuchungen dienen kann. Die Analysen können insbesondere im Vergleich zu hydraulischen Berechnungen mit relativ geringem Zeit- und Datenaufwand für große Gebiete ($> 100 \text{ km}^2$) und mit verfügbaren Open-Source-Programmen mitunter auch in Eigenleistung der Kommunen durchgeführt werden.

Letztendlich sind die Unsicherheiten und auch die methodischen Ansätze die den Analysen zugrunde liegen gegenüber fachfremden Personen, wie beispielsweise Bürgern, schwer zu vermitteln. Es besteht daher ein großer Spielraum für Fehlinterpretationen. So kann ein nicht vorhandener Fließweg an einem Gebäude als nicht vorhandene Gefährdung gedeutet werden. Auf der anderen Seite kann die Ausdehnung von Geländesenken als tatsächliche Gefährdung verstanden werden, während diese aber lediglich die topografisch bedingte maximal mögliche Füllung bzw. Ausdehnung darstellt. Eine breite Veröffentlichung der Ergebnisse der topografischen Analysen ist im Projekt SiSSi nicht vorgesehen und aus vorgenannten Gründen im Allgemeinen auch nicht zu empfehlen. Viel wichtiger ist, dass gegenüber den Bürgern deutlich gemacht wird, dass jeder potenziell gefährdet ist und sein persönliches Risiko durch Eigenvorsorge reduzieren kann. Auch bei einem internen Gebrauch innerhalb der Kommunen ist es wichtig, dass die Grenzen der Analysen und die Unsicherheiten der Ergebnisse offen kommuniziert und dargelegt werden.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Projekts SiSSi wurde eine stadtgebietsweite topografische Analyse der Geländeoberfläche vorgenommen. Die Ergebnisse in Form von Geländesenken und potenziellen Fließwegen liefern erste Hinweise zur Überflutungsgefährdung infolge von Starkregenereignissen. Dem Entsorgungsbetrieb helfen die Analysen, z. B. Meldungen von Überflutungen auf Straßen besser beurteilen zu können. Aus den Berechnungsansätzen resultieren diverse Unsicherheiten, womit der Genauigkeit und Aussagekraft solcher Analysen Grenzen gesetzt sind. Sie sollten daher hydraulische Analysen nicht ersetzen, sondern stets als Vorabanalysen betrachtet werden, die aber für große Gebiete mit verhältnismäßig geringem Arbeits- und Datenaufwand durchgeführt werden können. Aufgrund der Unsicherheiten und um mögliche Fehlinterpretationen durch Laien zu vermeiden, ist eine breite Veröffentlichung der Ergebnisse solcher Analysen nicht zu empfehlen. Im weiteren Projektverlauf werden detaillierte gekoppelte hydrodynamisch-numerische Modelle (Oberflächen-, Gewässer- und Kanalnetzmodell) aufgebaut, um insbesondere die ermittelten Gefährdungsschwerpunkte genauer zu analysieren.

Referenzen

- [1] DWA (2013): Starkregen und urbane Sturzfluten – Praxisleitfaden zur Überflutungsvorsorge. DWA-Themen, T1/2013, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, ISBN 978-3-944328-14-0.
- [2] DWA (2016): Merkblatt DWA-M 119, Risikomanagement in der kommunalen Überflutungsvorsorge für Entwässerungssysteme bei Starkregen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (Hrsg.), Hennef, ISBN 978-3-88721-392-3.
- [3] Gürke, Sebastian; Jensen, Jürgen; Bender, Jens (2018): Das Projekt SiSSi – Kombinierte Betrachtung von pluvialen und fluvialen Hochwasserereignissen in der Stadt Siegen. In: Disse, Markus; Kaiser, Maria (Hrsg.): Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. Heft 40.18. Hennef, 65-75.
- [4] Schwanghart, Wolfgang; Scherler, Dirk (2014): TopoToolbox 2 – MATLAB-based software for topographic analysis and modeling in Earth surface sciences. In: Earth Surface Dynamics. 2, 1-7, doi: 10.5194/esurf-2-1-2014
- [5] wirSiegen.de (2012): „Unwetter: 12 Wohnhäuser überflutet - Feuerwehr im Dauerstress“, 29.06.2012, <https://wirsiegen.de/2012/06/unwetter-feuerwehr-im-dauerstress/37244/>, Zugriff am 12.06.2018.

InoCottonGROW – Wasserfußabdruckbestimmung der Baumwoll-Textilindustrie mittels gekoppelter Modellierung von Grund- und Oberflächenwasser in Pakistan

LENNART SCHELTER¹, CAROLINE GANAL¹, HOLGER SCHÜTTRUMPF¹

¹ *RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, schelter@iww.rwth-aachen.de*

Schlagwörter: GRUNDWASSER, GEKOPPELTE MODELLIERUNG, WASSERFUßABDRUCK

1. Zusammenfassung

Wasser in Pakistan ist knapp. Die Übernutzung des Grundwassers zur Bewässerung hat in der Vergangenheit bereits zu drastischem Abfallen des Grundwasserpegels und deutlicher Verschlechterung der Grundwasserqualität geführt. Ziel des Verbundvorhabens InoCottonGROW ist es daher, mit innovativen Impulsen zur nachhaltigen Wassernutzung in der Baumwoll-Textil-Lieferkette beizutragen und dafür das Konzept des Wasser-Fußabdrucks hin zu einem regionalspezifischen Steuerungsinstrument für nationale Entscheidungsträger, den Textilhandel und Konsumenten weiterzuentwickeln.

Hierfür ist eine ganzheitliche Betrachtung des Wasserkreislaufs nötig, für die isolierte Modelle nicht ausreichen. Das gekoppelte Grundwasser-Oberflächenwasser-Modell, das im Rahmen dieses Projektes am IWW erarbeitet wird, bietet neue Möglichkeiten, die Interaktionen zwischen Kanälen, Flüssen, Feldbewässerung und Grundwasserkörper zu verstehen und zu simulieren.

Zu diesem Zweck werden ein Grundwassermodell in Feflow sowie ein Strömungsmodell in SOBEK mittels einer am IWW entwickelten Schnittstelle bidirektional gekoppelt.

Mit den Simulationsergebnissen können Auswirkungen und Effizienz möglicher Maßnahmen zur nachhaltigen Optimierung der Bewässerung und damit des Wasser-Fußabdrucks simuliert und verglichen werden.

2. Grundwassermodell

Das Grundwassermodell bildet die Bewegung des Wassers im Untergrund ab. Es wird beeinflusst durch die Grundwasserneubildung aus Flüssen, Kanälen und auf der Fläche sowie auch von privaten und industriellen Brunnen. Die

primäre Zielvariable des Modells ist das hydraulische Potenzial des Grundwasserspiegels.

Das Modellgebiet umfasst beinahe das gesamte Rechna Doab, die Region zwischen dem Fluss Chenab und dem Fluss Ravi. Es hat eine Fläche von ca. 28 000 km², die weitestgehend flach ist und nach Südwesten leicht abfällt. Das größtenteils halbtrockene Klima ist stark Monsun beeinflusst mit großen Schwankungen in Temperatur und Niederschlag über das Jahr. Im jährlichen Durchschnitt der letzten 50 Jahre hat es 615 mm geregnet, davon 70 % während der Monsunmonate Juni bis September. [1]

Als Simulationssoftware für das Grundwassermodell wird die kommerzielle und weit verbreitete Software Feflow verwendet. Diese verwendet die Finite-Elemente-Methode und nutzt das Darcy Gesetz in Kombination mit der Kontinuitätsgleichung als grundlegende Formeln zur Berechnung des hydraulischen Potenzials und der dreidimensionalen Bewegung im Untergrund.

Zur numerischen Lösung dieser Differentialgleichung sind Rand- und Anfangsbedingungen nötig, die vom Modellierer definiert werden müssen.

Als äußere Randbedingungen des Modellgebiets dienen die Flüsse Chenab und Ravi zum Norden und Süden sowie die Verbindungskanäle Marala-Ravi Link, Qadirabad-Balloki Link und Trimmu-Sidhnai Link, welche jeweils Wasser vom Chenab in den Ravi transportieren. Alle diese Ströme sind hydraulisch mit dem Grundwasser verbunden, agieren daher als Grundwasserscheide und sind als Randbedingung erster Ordnung definiert. [3]

Zudem sind im Grundwassermodell 20 weitere „Branch“- und „Main“-kanäle berücksichtigt, die mit einer Randbedingung dritter Ordnung repräsentiert werden, da sie nicht vollständig hydraulisch mit dem Grundwasser verbunden sind. Abbildung 1 gibt eine Übersicht des Modellgebietes.

Die Anfangsbedingungen und Kalibrierungsdaten des Modells sind in Form von Grundwasserständen an über 600 Messstellen im Modellgebiet gegeben. Eine Karte der Grundwasserstände vor dem Monsun 2006, die als Anfangswerte der Simulationen verwendet werden, ist in Abbildung 2 dargestellt.

3. Oberflächenwassermodell

Beim Oberflächenwassermodell handelt es sich um ein hydraulisches Strömungsmodell, das die Bewässerungskanäle und Flüsse im Modellgebiet abbildet. Es modelliert die Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten in den Gewässern und quantifiziert transportierte Wassermengen.

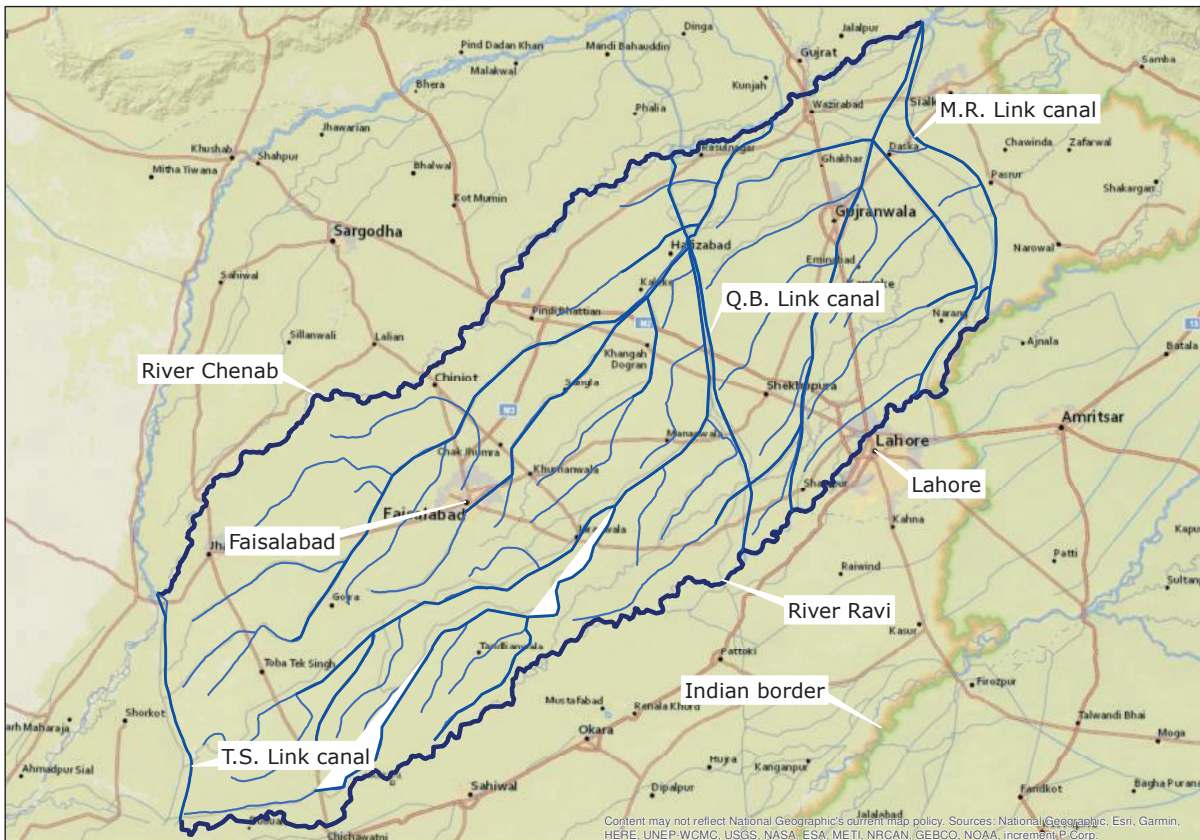


Abbildung 1: Übersicht des Modellgebietes in Pakistan an der Grenze zu Indien. Randbedingungen erster Ordnung sind in dunkelblau, Randbedingungen dritter Ordnung in mittlerem blau und „Distributary“-kanäle in hellblau dargestellt

Für die hydraulische Modellierung der Flüsse und Kanäle wird ein eindimensionales Modell für offene Gerinneströmungen in der Software SOBEK verwendet.

Das 1DFLOW Modul in SOBEK basiert auf der Berechnung der Saint-Venant-Gleichungen. Ergänzend werden die Kontinuitätsgleichung zum Massenerhalt sowie der Impulserhaltungssatz verwendet.

Das Strömungsmodell bildet alle Kanäle des Grundwassermodells sowie weitere 38 "Distributaries" ab, kleinere Kanäle, die von den „Branch“-kanälen abzweigen und das Wasser weiter verteilen.

Randbedingungen sind jeweils am Beginn und am Ende eines jeden Kanalabschnittes definiert, wobei am Fuß eines Kanals stets ein konstanter Wasserpegel definiert ist und am Beginn jedes Kanals ein zeitlich variabler Abfluss definiert ist.

Über alle Kanäle sind in regelmäßigen Abständen sogenannte "lateral sources" gesetzt, die als Kopplungspunkte zum Grundwassermodell dienen. An diesen regelmäßigen Punkten findet der Wasseraustausch zwischen den beiden Modellen statt.

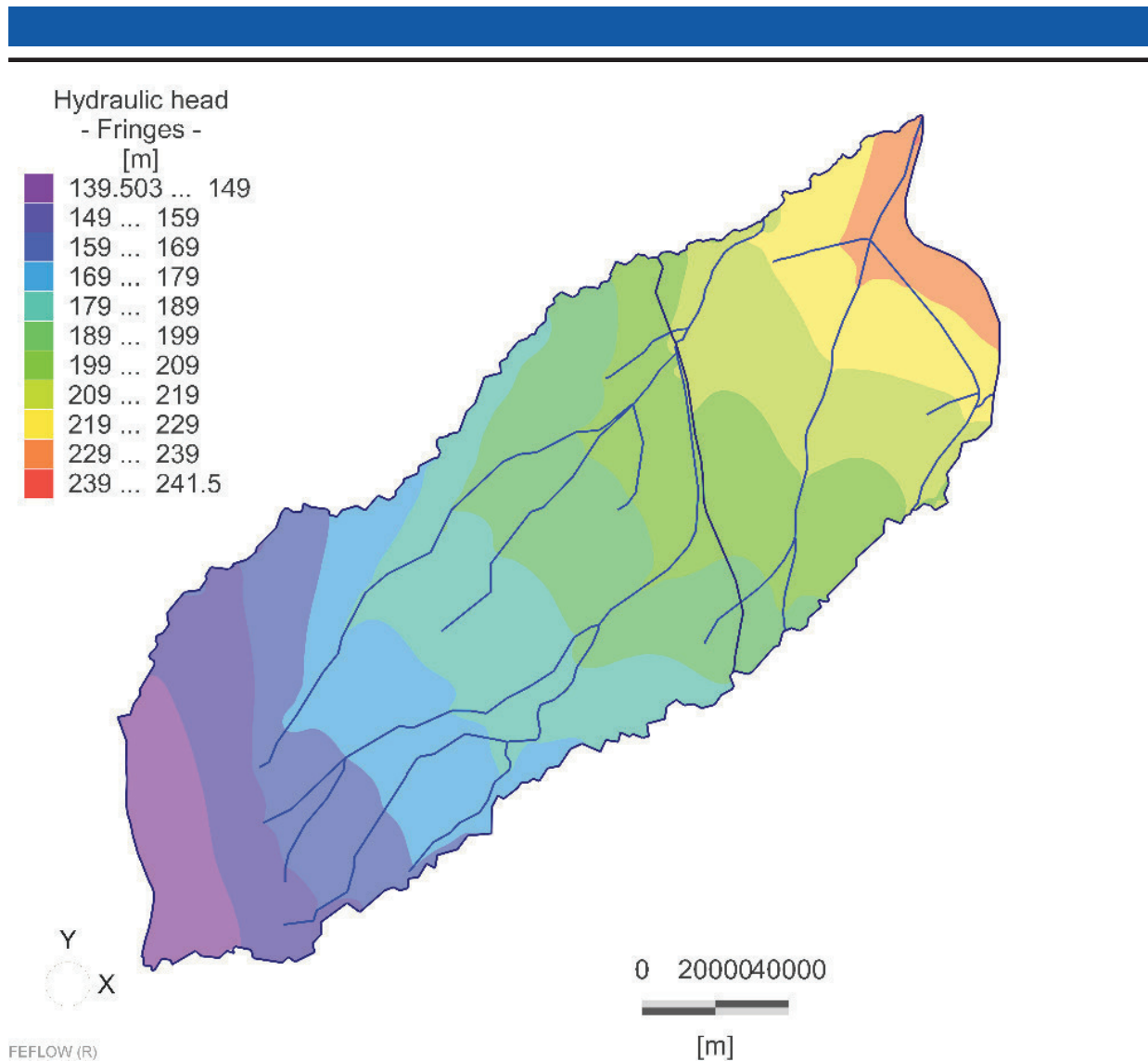


Abbildung 2: Interpolierte Grundwasserstände im Rechna Doab vor dem Monsun 2006 in Meter über Meeresspiegel

4. OpenMI Kopplung

Das "Open Modeling Interface", kurz OpenMI, ist ein Softwarestandard, der unterschiedlichen Modellen den gegenseitigen Datenaustausch während der Berechnung der Simulation ermöglicht.

Jedes Modell, das mit OpenMI verbunden werden soll, benötigt eine OpenMI Schnittstelle. Diese ist für SOBEK frei verfügbar und wurde für Feflow von Becker [2] am IWW entworfen. Sie wird im Rahmen dieses Projektes verwendet und weiter entwickelt.

Die Kopplung von Feflow und SOBEK erfolgt bidirektional, das bedeutet, beide Modelle empfangen Daten vom jeweils anderen Modell und stellen Daten für das jeweils andere Modell bereit. Dies erfolgt bei jedem Zeitschritt.

5. Ergebnisse und Diskussion

Die Kopplung von Feflow und SOBEK mittels OpenMI war erfolgreich. Durch die kontinuierliche Wechselbeziehung beider Simulationen ist eine integrierte Modellierung möglich. Zur zielorientierten Kalibrierung ist eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt worden, bei der die folgenden Parameter betrachtet wurden:

- Perkulationsanteil des Niederschlags (Percolation rate)
- Durchlässigkeit des Bodens (Conductivity)
- Wasserpegel in den Kanälen und Flüssen (Water level)
- Pumprate der privaten Brunnen (Abstraction)
- Transferrate der Kolmationsschicht (In-transfer)

Die Parameter Perkolation, Pumprate und Wasserpegel wurden jeweils um +25 % und -25 % verändert. Bei den Parametern Durchlässigkeit und Transfer-rate wurde zusätzlich eine Simulation mit Veränderung von +50 % und -50 % jedes Parameters durchgeführt.

Abbildung 3 zeigt den Einfluss der Veränderung der unterschiedlichen Parameter auf den Wasserstand im Vergleich zum Basismodell nach 30 Jahren.

Der geringe Einfluss der Transferrate lässt sich dadurch erklären, dass dieser Parameter nur auf die Knoten im Feflow Netz angewendet wird, die sich unmittelbar auf Randbedingungen, also Kanälen befinden. Im Gegensatz dazu beeinflusst eine Veränderung der Perkolation oder Bodendurchlässigkeit alle Knoten im gesamten Modellgebiet und hat als Folge einen deutlich stärkeren Einfluss auf das Simulationsergebnis.

Es ist deutlich erkennbar, dass die Pumprate den stärksten Einfluss auf das Modell hat. Die Änderung der Wasserstände in den Kanälen hat jedoch eine scheinbar geringe Wirkung. Der Wasserstand in den Kanälen und Flüssen ist im Grundwassermodell ohne Kopplung definiert durch Abzug einer Freibordhöhe vom digitalen Geländemodell. Diese Veränderung ist absolut für alle Kanäle und ändert daher den Wasserstand in tiefen Kanälen deutlich weniger als 25%. Durch Kurvenanpassung können die Effekte der Freibordänderung extrapoliert werden. Hierbei wird deutlich, dass Wasserstandsänderung in den Kanälen der einflussreichste Parameter ist verglichen mit allen in der Sensitivitätsanalyse betrachteten Parameter.

6. Fazit / Ausblick

Bisher konnte ein gekoppeltes Grundwasser-Oberflächenwassermodell des Rechna Doabs erfolgreich entwickelt werden. Die Kopplung ermöglicht den

Austausch von Wasserstand, Grundwasserdruckhöhe, und Austauschwassermengen zwischen den Modellen. Das Modell weist noch Lücken auf in der Datengrundlage wichtiger Eingangsparameter wie Grundwasserentnahme und Kanalquerprofile. Diese Daten können im weiteren Projektverlauf auch mithilfe der Projektpartner weiter ergänzt und verbessert werden.

Eine Sensitivitätsanalyse verschiedener Parameter wurde durchgeführt, um eine effiziente und zielführende Kalibrierung des Modells zu ermöglichen, die den Fokus der Arbeiten zu Beginn 2018 darstellt.

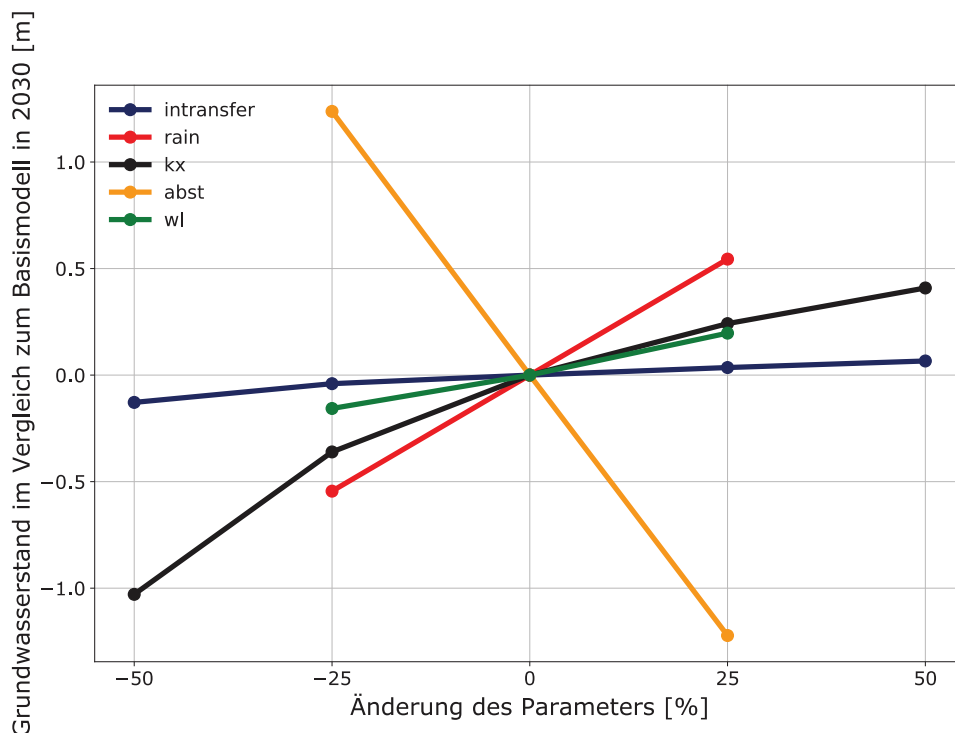


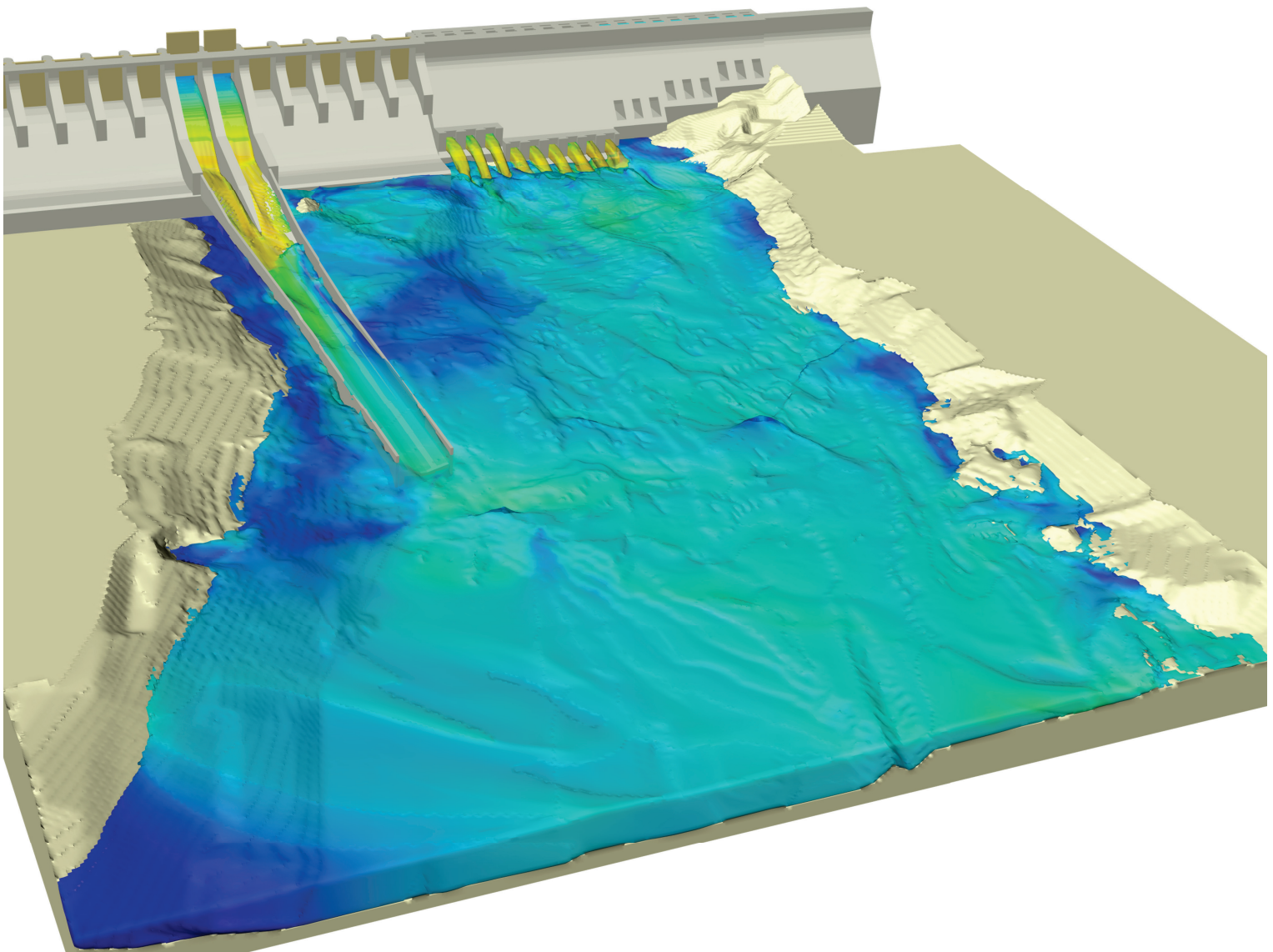
Abbildung 3: Vergleich der Modellsensitivitäten gegenüber den verschiedenen Parametern

Referenzen

- [1] Ahmad, Nazir (1988): Irrigated agriculture of Pakistan. Lahore, Pakistan: Available online at <http://trove.nla.gov.au/work/17426813?q&versionId=20434735>.
- [2] Becker, Bernhard P. J. (2010): Zur gekoppelten numerischen Modellierung von unterirdischem Hochwasser. Dissertation. RWTH Aachen University, Aachen.
- [3] Hassan, Ghulam Zakir; Bhutta, Muhammad Nawaz (1996): A water balance model to estimate groundwater recharge in Rechna Doab, Pakistan. In Irrig Drainage Syst 10 (4), S. 297–317. DOI: 10.1007/BF01104895.

FLOW-3D

Die Simulationssoftware für den Wasserbau.



FLOW-3D

GESAMTVERZEICHNIS

der bisherigen „Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“

*Bestellungen beim
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

- | | |
|--|--|
| Nr. 1/1965
H. Lacher | (vergriffen)
Über das Kriechverhalten destillierter Bitumina unter Zugrundelegung der Theorie der linearen Viskosität |
| Nr. 2/1966
J. Bock | Einfluß der Querschnittsform auf die Widerstandsbeiwerte offener Gerinne |
| Nr. 3/1967
P. Unger | (vergriffen)
Berechnung instationärer Abflußvorgänge in natürlichen Gerinnen unter Verwendung eines von der Gerinneform unabhängigen Rauigkeitsmaßes |
| Nr. 4/1968
W. Tiedt | (vergriffen)
Berechnung des laminaren und turbulenten Reibungswiderstandes konzentrischer und exzentrischer Ringspalte |
| Nr. 5/1969
R. Schröder
B. Scherer | Häufigkeitsanalyse hydrologischer Daten
Unverzerrtes Hele-Shaw-Modell für instationäre Grundwasserströmungen mit freier Oberfläche |
| Nr. 6/1970
D. Krause | Einfluß der Trassierungselemente auf den Spiegelverlauf in gekrümmten Schussrinnen |
| Nr. 7/1971
W. Tiedt | Hydrodynamische Untersuchung des Teilfüllungsproblems, Gesetzmäßigkeiten des Abflusses in technisch rauen Kreisgerinnen bei laminarer und turbulenter Strömung |
| Nr. 8/1972
M. T. Monzavi | Widerstandsgesetz auf statistischer Basis für extreme natürliche Rauigkeiten in Druckrohren |
| Nr. 9/1973
B. Scherer | Die Entwicklung und Anwendung eindimensionaler Modelle der zweidimensionalen Grundwasserbewegungen in Fluß-, Graben- und Drainnähe |
| Nr. 10/1973
diverse Autoren | (vergriffen)
Sammlung von Kurzberichten 1965 – 1972 |

- Nr. 11/1974** (vergriffen)
 E. Zäschke Widerstandsmindernde Wirkung hochmolekularer Zusätze beim Transport Newtonscher Flüssigkeiten in geschlossenen Leitungen
 R. Schröder u. Über das hydraulische Widerstandsverhalten von Beton- und Stahlbeton-
 D. Knauf rohren im Übergangsbereich
 H. Lacher Konstruktionshilfe für Strömungsnetze ebener Potentialströmungen mittels Elementarströmungen
 H. Lacher u. Einfluß von Teilfüllungsgrad und von Wanddicke des porösen
 M. T. Monzavi Rohrmantels auf die Ergiebigkeit von Betonfilterrohren
 H. Lacher u. Untersuchung zur Ermittlung der Abflußleistung poröser Betonfilterrohre
 K. J. Ueker unter natürlichen Bedingungen
 G. Euler u. Berechnung von Hochwasserabläufen mit Näherungsverfahren und
 A. Koussis Anwendung
 H. Lacher Neuere Methoden der Wissensvermittlung im Fach „Hydraulik“, erläutert am Lehrbeispiel „Hydrostatik räumlich gekrümmter Oberflächen“
- Nr. 12/1974**
 H. J. Dallwig Fließformeln und Formbeiwert - eine kritische Untersuchung üblicher
 Berechnungsmethoden für Gerinneströmungen
 R. Schröder Wirkung periodischer Wandwelligkeiten auf den Strömungswiderstand
- Nr. 13/1974** (vergriffen)
 D. Belke Die statistische Analyse von Grundwasserständen mit dem Ziel der Extremwertprognose
- Nr. 14/1975** (vergriffen)
 G. Euler Die Simulation der Niederschlagsaufteilung für Hochwasserabfluß-Modelle
- Nr. 15/1975**
 A. Koussis Ein verbessertes Näherungsverfahren zur Berechnung von Hochwasserabläufen
- Nr. 16/1975**
 G. Lass Berechnung von Horizontalfilterbrunnen mit beliebig angeordneten Filterrohren
- Nr. 17/1976** (vergriffen)
 D. Knauf Die Abflußbildung in schneebedeckten Einzugsgebieten des Mittelgebirges
- Nr. 18/1977**
 H. Bischoff Die Berechnung von Potentialfeldern mit der Randintegralmethode, dargestellt am Beispiel der ebenen Grundwasserbewegung
- Nr. 19/1977**
 I. David Grundwasserfassungsanlagen mit Filterrohren
- Nr. 20/1977** (vergriffen)
 Diverse Autoren Sammlung von Kurzberichten 1972 - 1977
- Nr. 21/1978**
 O. Gieseler Einfluß der äquivalenten Sandrauhigkeit auf die Lage des Wechselsprungs bei Umlenkung eines frei fallenden runden Flüssigkeitsstrahls an einer ebenen Platte

Nr. 22/1978

- R. Schröder Forschungsarbeiten des Instituts für Hydraulik und Hydrologie
D. Belke u. Simulation zur Nutzraumoptimierung einer Talsperre
G. Euler u. Ein detailliertes mathematisches Modell zur Simulation von Hochwasser-
wellen am Beispiel der Nidda
- R. Wackermann
T. Brandt Der Austausch von Oberflächen- und Grundwasser
R. Schröder Gestaltung von Offshore-Bauwerken für die Kühlwasserversorgung
thermischer Kraftwerke
- H. Lacher u. Zum Problem des Regenwasserabflusses auf Fahrbahnen
F. Thiele
W. Tiedt Druckspüler/Spülkasten - ein Beitrag zur Hydraulik zweier Spülsysteme der
Sanitärtechnik
O. Gieseler Hydraulische und mechanische Verfahren zur Ermittlung von Rauigkeiten

Nr. 23/1978

- A. Holderbaum Hydraulische Untersuchung zur Ermittlung der Wasserfilmdicken auf
berechneten Fahrbahnoberflächen

Nr. 24/1979

- T. Brandt Modell zur Abflußgangliniensimulation unter besonderer Berücksichtigung
des grundwasserbürtigen Abflusses

Nr. 25/1980

- N. Könnemann Der wechselseitige Einfluß von Vorland und Flußbett auf das
Widerstandsverhalten offener Gerinne mit gegliederten Querschnitten

Nr. 26/1981

- R. Wackermann Ein Rasterverfahren mit flächenvariabler Systemfunktion zur Simulation
von Hochwasserganglinien aus großen Einzugsgebieten

Nr. 27/1981

- A. Holderbaum Modellversuche zum Abfluß von Niederschlagswasser auf Verwindungs-
Strecken

Nr. 28/1982

- H. J. Dallwig Zur Leistungsfähigkeit von Kelchüberfällen

Nr. 29/1982

- R. Schröder In memoriam Hannes Lacher - Geleitwort
H. Lacher Über die viskoelastischen Eigenschaften von destilliertem Bitumen
H. Lacher u. Experimentelle Erfahrungen mit Filterrohren als Grundlage ihrer hydrau-
R. Schröder lischen Bemessung
H. Lacher Grundwasserabfluß mit freier Oberfläche, Auszug aus dem Textbuch zur
Technischen Hydraulik
- H. Lacher Anwendung der Randintegralmethode zur Berechnung der
B. Söhngen Leistungsfähigkeit von teilgefüllten Rohren
H. Bischoff
H. Lacher Verallgemeinertes Berechnungsverfahren nach Dupuit-Forchheimer für
Grundwasserleiter beliebig hoher Durchlässigkeit
- H. Lacher Anwendung der Feldintegralmethode zur Berechnung der
H. Bischoff Durchströmung von Steinschüttedämmen
B. Söhngen
- F. Zior u. Ein neues Meßverfahren für die Bestimmung der
H. Lacher Oberflächenrauigkeit von Kanalwandungen
H. Gerdes u. Die Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln
H. Lacher der ebenen Potentialtheorie

Fortsetzung Nr. 29/1982

- F. Zior u. Entwicklung einer konduktometrischen Sonde zur Messung von
H. Lacher Wasserfilmdicken auf Fahrbahnoberflächen
H. Lacher u. Schiffahrtsbedingte Wasserdruckausbreitung in Kanalböschungen
E. Zäschke
F. Thiele u. Probleme der Straßenentwässerung und neue Bemessungsmethoden
H. Lacher Die Berechnung der Ergiebigkeit von Drainagesystemen in horizontal
B. Söhngen, ausgedehnten Grundwassersystemen
H. Bischoff u.
H. Lacher Zur Begründung der Konzentrationszeit aus der Sicht der Hydraulik
H. Lacher Humor im Wasserbaulichen Versuchswesen: Versuchsanordnung zur
Bestimmung der äquivalenten Sandrauhigkeit von Steinzeugrohren

Nr. 30/1983

- Diverse Autoren Sammlung von Kurzberichten 1978 - 1983

Nr. 31/1983

- F. Thiele Fahrbahnlängsentwässerung im Straßengerinne und ein Entwurf für
zukünftige Richtlinien zur Bemessung

Nr. 32/1984

- U. Höfer Beginn der Sedimentbewegung bei Gewässersohlen mit Riffeln oder
Dünen

Nr. 33/1985

- G. Euler Die Berechnung des Schmutzwasserabflusses aus Niederschlägen:
C. Heinzelmann Eine vergleichende Darstellung und Wertung der Modellansätze
D. Jacobi

Nr. 34/1985

- H. Gerdes Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln der
ebenen Potentialtheorie am Beispiel des Sickerstollens

Nr. 35/1986

- Diverse Autoren Stofftransport im Wasser - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium
1985: Zusammenstellung der Referate

Nr. 36/1986

- R. Schröder Diskontinuierliche Abflußvorgänge in Freispiegelrinnen: Randwalzen
R. Schröder Die turbulente Strömung im freien Wechselsprung: Deckwalze
C. Kraus Walzenbildung im Kolk

Nr. 37/1987

- C. Heinzelmann Transportbeginn auf geriffelter Sohle unter dem Einfluß einer stationär
U. Höfer gleichförmigen Strömung mit überlagerter Schwallwelle

Nr. 38/1987

- F. Zior Regenwasserabfluß auf Fahrbahnoberflächen: experimentelle und
theoretische Untersuchungen

Nr. 39/1987

- B. Söhngen Das Formbeiwertkonzept zur Berechnung des Fließwiderstandes in Rohren
und Gerinnen

Nr. 40/1988

Diverse Autoren Lösungsansätze zu aktuellen Problemen im Wasserbau - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1987: Zusammenstellung der Referate

Nr. 41/1987

G. J. Weiß Abfluß- und Wasserstandssteuerung in offenen Gerinnen mit Hilfe selbstregulierender Schwimmkörper

Nr. 42/1989

H. Zaiß Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluß-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit Niederschlag-Abfluß-Modellen

Nr. 43/1990

Diverse Autoren Hydraulik und Hydrologie im Stadtbauwesen - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1989: Zusammenstellung der Referate

Nr. 44/1990

H. Wegner Steuerung für kleine Hochwasserschutzräume

Nr. 45/1991

U. Drechsel Repräsentanz und Übertragbarkeit von Niederschlagsersatz-belastungen zur Durchführung von Schmutzfrachtberechnungen

Nr. 46/1991

J. Lang Analyse und Simulation des Feuchtekontinuums auf Straßenoberflächen

Nr. 47/1992

G. J. Weiß Sohlenbeanspruchung und Sedimenttransport unter Einzelwellen

Nr. 48/1992

C. Heinzelmann Hydraulische Untersuchung über den Einfluß benthischer Diatomeenfilme auf Strömungswiderstand und Transportbeginn ebener Sandsohlen

Nr. 49/1993

J. Kühlborn Wachstum und Wanderung von Sedimentriffeln

Nr. 50/1995

M. Schuster Transportkritische Schubspannungen bei verschiedenen Sohlenzuständen, insbesondere unter Einzelwellenbelastung bei stationärer Grundströmung

Nr. 51/1993

(vergriffen)

Diverse Autoren Dezentraler Hochwasserrückhalt - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1992: Zusammenstellung der Referate

Nr. 52/1994

N. Engel Hydrologische Simulation der Abflußtransformation in Kanalisationsnetzen

Nr. 53/1995

Diverse Autoren Die modellgestützte Bewirtschaftung intensiv genutzter Einzugsgebiete - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1994: Zusammenstellung der Referate

Nr. 54/1996

S. Wallisch

Ein mathematisches Modell zur Berechnung der hydromechanischen Beanspruchung von Riffelsohlen

GESAMTVERZEICHNIS (ISSN 0340-4005)
der bisherigen Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt
(teilweise Kurztitel)

*Bestellungen beim
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt
Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft*

- Heft 1/März 66** (vergriffen)
Bassler, F. Vorwort des Herausgebers
Linder, R. Hochwasserentlastung von Staustufen durch Schiffsschleusen
Bassler, F. Beginnt die Epoche der Gezeitenkraftwerke?
Elshazli, S. Die Bedeutung der Wasserkraft für die ägyptische Wirtschaft
- Heft 2/Juli 67** (vergriffen)
Uhlig, D. Probleme des landwirtschaftlichen Wasserbaus in Lybien
Bassler, F. Eindrücke vom ICID-Kongreß in Indien
Sauer, H.-D. Zentral messendes Wasserstands-Registriergerät für Modelle mit instationärer Strömung
Bassler, F. Die Nutzung von Meerwasser in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 3/Dez. 68** (vergriffen)
Müller, J. Weltregister der Pumpspeicherkraftwerke
Bassler, F. Wasserwirtschaftliche Sonderaufgaben in Entwicklungsländern
Bayer, E. Die Versuchseinrichtungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Mäder, Ch. Die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Bassler, F. Scheme for Qattara Depression/Egypt
- Heft 4/Aug. 69**
Bayer, E. Gestaltung der Rampenbauwerke für Flussfähren
- Heft 5/Nov. 69**
Sauer, H.-D. Industriewasserentnahme aus schwebstoffreichen Flüssen
- Heft 6/Okt. 70**
Schröder, W. Ausbaugefällebemessung alluvialer Bachstrecken nach dem Sandtransportvermögen
- Heft 7/Feb. 71**
Müller, J. Auswirkungen eines Unterbeckens für Pumpspeicherung auf die Wasserwirtschaft
Bassler, F. Nuklearausbruch und Pumpspeicherung als Kostenfaktoren der Wasserkraftanlage in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 8/Juli 71**
Bassler, F. 10 Jahre Lehre und Forschung in Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Hochschule Darmstadt
Mäder, Ch. Modellversuche zur Umgestaltung des Mains bei Aschaffenburg
Schmidtke, R. Projektstudie zur Regelung des Rio Mantaro in der Hochebene von Huancayo/Peru
Schröder, W. Projektstudie zur Ufersicherung am Amazonas bei Iquitos/Peru
Sulser, P. Gedanken zu den Exkursionen eines Wasserbaulehrstuhls

Fortsetzung Heft 8/Juli 71

- Täubert, U. Modellversuche für Hochwasserentlastungsanlage Staudamm Poza Honda/Ecuador
Uhlig, D. Das Bewässerungsprojekt Al Hassa/Saudi Arabien
Bassler, F. Studieneinführung Bauingenieurwesen, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft

Heft 9/Nov. 71

- Mäder, Ch. Strömungen durch Luftblasenschleier in stehenden und fließenden Gewässern

Heft 10/Aug. 72

- Schmidtke, R. Ein Kostenzurechnungsmodell für wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte

Heft 11/Dez. 73

- (vergriffen)
Sulser, P. Berührungslose Wasserstandsmessung mittels kontinuierlicher Kondensatorumladung
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1900 bis 1960
Bassler, F. Solar Depression Power Plant of Qattara/Egypt
Täubert, U. Der Abfluß in Schußbrinnenversuchen
Bassler, F. Pumpspeicherkraftwerke an schiffbaren Wasserstraßen u. a.

Heft 12/Apr. 74

- Täubert, U. Wasserwirtschaftliche Systemanalyse des Wärmehaushalts von Flüssen

Heft 13/Dez. 75

- (vergriffen)
Bassler, F. Neue Vorschläge für die Entwicklung der Kattara-Senke/Ägypten
Bassler, F. New Proposals to Develop Qattara Depression/Egypt
Börner, R. Moorentwässerung in Finnland
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1961 bis 1965
Gräß, E. Konstruktion und Umbau einer Kippbinne
Sulser, P. Die Wasserbau-Exkursionen des Instituts in den Jahren 1970 bis 1975, Forschungsvorhaben und Veröffentlichungen 1970 bis 1975

Heft 14/März 77

- Kriesel, E. Wasserwirtschaftliche Aspekte thermischer Energiequellen

Heft 15/Mai 77

- Börner, R. Einsatzmöglichkeiten der Mehrzweckpumpspeicherung in Entwicklungsländern

Heft 16/Juli 77

- (vergriffen)
Franzius, V. Der Sickerwasserabfluß aus Mülldeponien - Ein mathematisches Modell

Heft 17/ Aug. 77

- (vergriffen)
Tönsmann, F. Verringerung des Feststoffbetriebs in Entnahmebauwerken an Bächen

Heft 18/Dez. 77

- (vergriffen)
Bassler, F. Die Energiequellen Fluss- und Meerwasser
Bassler, F. Speisung der Schifffahrtskanäle mit Scheitelhaltung
u.a.
Bassler, F. 100 Jahre Bauingenieurwesen Arab Republic of Egypt : Qattara Depression
Bassler, F. Tätigkeiten als Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Heft 19/Dez. 78

- Sulser, P. Drucklufteinleitung in Flüsse zur Steuerung des Geschiebetransports

- Heft 20/Juni 79** (vergriffen)
Friedrich Bassler 70 Jahre/Ansprache und Aufsätze zu seiner Emeritierung
- Heft 21/März 81**
Döring, M. Einflüsse der Wassernutzung thermischer Kraftwerke auf Gewässer
- Heft 22/Aug. 83**
Albert, W. Solarteich - Kollektor und Wärmespeicher
Gonsowski, P. Bodenluftkompression bei Wasserinfiltration
Gonsowski, P. Selbstdichtung von Fließgewässern
Kaiser, W. Modellversuch HW-Entlastung Sösetalsperre
Wieland, H.
Krier, H. Erfahrungen bei Beregnungsanlagen im Hessischen Ried
Krier, H. Erosionsbeginn bei kohäsiver Wasserlaufsohle
Wieland, H. Modellversuch zur Hochwasser-Entlastung der Kulmke-Sperre/Harz
- Heft 23/Sep. 84** (vergriffen)
Kaiser, W. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit durchströmten Ufergehölzonen
- Heft 24/Feb. 85** (vergriffen)
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1984 „Hochwasser am Oberrhein“
- Heft 25/Aug. 87**
Wieland, H. Hydraulische Bemessung von Tosbecken für Überfallstrahlen und der Druckbelastung der Sohle
- Heft 26/Feb. 87** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1986 „Planungsansätze Ökologie - Wasserwirtschaft, so nicht! - wie dann?“
- Heft 27/Juli 87**
Krier, H. Zum Langzeiterosionsverhalten kohäsiver Fließgewässersohlen
- Heft 28/Sep. 87**
Gonsowski, P. Der Einfluß der Bodenluftkompression auf die vertikale Infiltration von Wasser in Sanden
- Heft 29/Dez. 89** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1988 `Fließgewässer – Stillgewässer
- Heft 30/Dez.89** (vergriffen)
Albert, W. Die Gebietsverdunstung von Waldstandorten aus der Simulation von Grundwasserganglinien mit klimatischem Bodenwasserhaushaltsmodell
- Heft 31/Feb. 90**
Weiß, J. Berücksichtigung der Hysterse der Wasserspannung bei der Berechnung der vertikalen Wasserbewegung in natürlichen Sandböden
- Heft 32/März 90** Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock

- Heft 33/Aug. 90**
Theune, Ch. Hydrological and Economical Aspects of Agronomically Productive Percolation Systems
- Heft 34/Dez. 90** (vergriffen)
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1990
Umweltverträglichkeitsprüfung in der Wasserwirtschaft
- Heft 35/Nov. 91** (vergriffen)
Nuding, A. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit Ufergebüsch - Entwicklung eines Fließgesetzes für Fließgewässer mit und ohne Gehölzufer, unter besonderer Berücksichtigung von Ufergebüsch
- Heft 36/Dez. 91** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1991 „Boden- und Grundwasserschutz - anwendungsorientierte Forschung und Verfahren“
- Heft 37/März 92**
Zimmermann, E. Phänomenologische Untersuchungen bei der Erosion einer kohäsiven Sohle
- Heft 38/Dez. 93** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1993 `Ökologisch orientierte Gewässersanierung und -pflege
- Heft 39/Dez. 93**
Ruiz
Rodriguez, E. Bodenluftströmung in teilgesättigten Böden
- Heft 40/Dez. 95** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1995 „Hochwassergefahren am Oberrhein“ und Fachseminar „Abflußabhängigkeit der morphologischen und biologischen Verhältnisse von Fließgewässern bei Niedrigwasser“
- Heft 41/Juli 99**
von der Hude Die Kapillarsperre als Oberflächenabdichtungssystem von Deponien und Altlasten - Rinnenversuche und Bemessungsregeln

Die Reihe der „Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt“ wird zusammen mit den „Technischen Berichten über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“ als **„Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt“** (ISSN 1430-3434) fortgesetzt. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt

GESAMTVERZEICHNIS (ISSN 1430-3434)

Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft. Bestellungen beim

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

oder

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

- Heft 96/1996** (vergriffen)
Träbing, K. Ökomorphologische Kenngrößen für die Strukturvielfalt von Fließgewässern
- Heft 97/1997**
Jelinek, D. Die Kapillarsperre als Oberflächenbarriere für Deponien und Altlasten - Langzeitstudien und praktische Erfahrungen in Feldversuchen
- Heft 98/1997** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1996 `Numerische Simulationen im Wasserbau
- Heft 99/1997** Berichte zur Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Heft 100/1998**
Kilian, T. Abflußcharakteristika und potentiell natürliche Gerinnegrundrißformen hessischer Fließgewässer
- Heft 101/1997**
Döring, M. Die römische Wasserleitung von Pondel im Val d'Aosta/Italien. Bestandsaufnahme des Bauwerks aus dem Jahre 3 v. Chr.
- Heft 102/1998**
Schmidt, T.R. Einfluß der Wandrauigkeitsstruktur auf die Geschwindigkeitsverteilung ausgebildeter, turbulenter Strömungen in Kreisrohren
- Heft 103/1998** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1997 „Betrieb und Steuerung von Speichern und Stauhaltungen unter sich ändernden Randbedingungen“
- Heft 104/1998**
Bettmann, T. Dezentrale Regenwasserbewirtschaftung und deren Auswirkungen auf die Regenwasserbehandlung in urbanen Gewässereinzugsgebieten
- Heft 105/1998**
Seid, A.H. Modelling the Influence of Shrinkage Cracks on Overland Flow
- Heft 106/1999** (Nachdruck)
Zanke, U. Zur Physik von strömungsgetriebenem Sediment (Geschiebetrieb)
- Heft 107/1999**
Obermann, I. Modellierung des Wasserhaushaltes von Deponien vorbehandelter Siedlungsabfälle

Heft 108/1999	Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1998 Mischwasserbehandlung - Planung, Prüfung, Vollzug -
Heft 109/2000 Kämpf, M.	Fließprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten - Grundlagen zur hydraulischen Bemessung
Heft 110/2000 Lempert, M.	Ein GIS gekoppeltes rasterbasiertes Modell zur Berechnung des Wasserhaushaltes kleiner Einzugsgebiete
Heft 111/2000	(vergriffen) Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1999 „Fließ- und Ausbreitungsvorgänge in aquatischen Grenzräumen“
Heft 112/2000	100-Jahr-Feier des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft mit Festvortrag von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. J. Plate
Heft 113/2000 Mehler, R.	(vergriffen) Mischwasserbehandlung - Verfahren und Modellierung
Heft 114/2000 Lenk, M.	(Nachdruck) Hydraulische Austauschvorgänge zwischen fließender Welle und Interstitial - Felduntersuchungen in einer Pool-Riffle-Sequenz an der oberen Lahn
Heft 115/2000 Saenger, N.	(Nachdruck) Identifikation von Austauschprozessen zwischen Fließgewässer und hyporheischer Zone
Heft 116/2000 Sieker, H.	Generelle Planung der Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten
Heft 117/2001 Hailu, D.	Optimal planning and water management of irrigation systems
Heft 118/2001 Lohr, H.	Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme
Heft 119/2001 Bente, St.	Eine Software-gestützte Methodik zur Voreinschätzung der wasserwirtschaftlichen Auswirkungen von Maßnahmen der naturnahen Regenwasserbewirtschaftung
Heft 120/2001 Zanke, U.	Zum Einfluß der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung
Heft 121/2002 Hirschhäuser, T., Zanke, U.	Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht
Heft 122/2002	Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2000 Integrierte Gewässerbewirtschaftung in Verwaltung, Wissenschaft und Praxis
Heft 123/2002 Kraus, T.	Rauheitsänderung durch Biofilmbewuchs in Druckrohrleitungen
Heft 124/2002 Luckner, T.	Zum Bewegungsbeginn von Sedimenten

- Heft 125/2002**
Holfelder, T. Temperaturbeeinflusste Transportprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten
- Heft 126/2003**
Mewis, P. Morphodynamisch-numerische Modellierung von Flußkurven
- Heft 127/2003**
Wetzstein, A. Berechnung von Entlastungsabflüssen an gedrosselten Streichwehren auf der Basis von gemessenen Wasserständen
- Heft 128/2003**
Hirschhäuser, T. Sedimentologische und biologische Aspekte der morphodynamischen Modellierung von Tidebecken
- Heft 129/2003** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2003 „Hochwasserschutz“
- Heft 130/2003** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2001
Aktuelle Themen aus Hydromechanik, Wasserbau und Hydrologie
- Heft 131/2003**
Witting, M. Simulation von Küstenlängs- und Küstenquertransport im 2DH-morphodynamischen Modell TIMOR3
- Heft 132/2003**
Krebs, M. Untersuchung instationärer oszillierender Strömungen in buhnenverbauten Flußabschnitten und ihre Bedeutung für morphodynamische Berechnungen
- Heft 133/2004**
Kudo, Eiji Sustainable Water Management in an Urbanizing River Basin in Japan, Based on Integrated Modeling Technique
- Heft 134/2005**
Gebrewubet, Y. Numerical Modeling of Koka Reservoir Sedimentation
- Heft 135/2006**
Schadrac, I. Nouvelle approche méthodologique pour l'analyse de la sécurité hydrologique des barrages en contexte sahélien soumis à une variabilité climatique
- Heft 136/2006**
Link, O. Untersuchung der Kolkung an einem schlanken zylindrischen Pfeiler in sandigem Boden
- Heft 137/2006**
Muschalla, D. Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme
- Heft 138/2006**
Klawitter, A. Ein Modellkonzept zur integrativen Betrachtung von Urban- und Ruralhydrologie auf Einzugsgebietsebene
- Heft 139/2006** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium / DWA-Seminar 2005
„Feststofftransportmodelle“
- Heft 140/2006**
Wurpts, A. Numerische Simulation von Dichteeffekten am Beispiel der Umlagerung von Baggergut im Ästuarbereich

- Heft 141/2007**
Seydell, I. Einlagerung von Feinstoffen in eine Flusssohle und Wasseraustausch zwischen Fluss und Interstitial – Naturuntersuchungen an einer Kiesquerbank der Lahn bei Marburg
- Heft 142/2007**
Döring, M. Römische Häfen, Aquädukte und Zisternen in Campanien: Bestandsaufnahme der antiken Wasserbauten
- Heft 143/2007**
Winterscheid, A. Szenariotechnik im Hochwasserrisikomanagement
- Heft 144/2008**
Zanke, U.C.E. On Applicability of Morphodynamic Acceleration in Morphodynamic Simulations
- Heft 145/2009**
Schröter, K.A. Contribution to the Uncertainty Analysis of Distributed Hydrological Models
- Heft 146/2009**
Roland, A. Entwicklung von WWM II -Zur Seegangmodellierung auf unregelmäßigen Gitternetzen-
- Heft 147/2009**
Wiesemann, J.-U. Zum Sedimenttransport auf quergeneigter Sohle
- Heft 148/2009**
Zhou, X. Morphodynamic Response of Yangtze River Estuary to Sea Level Rise and Human Interferences
- Heft 149/2011**
Diab, R. ExperimentallInvestigation on Scouring around Piers of different Shape and Alignment in Gravel
- Heft 150/2015**
Nasner, H.
Pieper, R.
Torn, P. Sedimentation in Brackwasserhäfen
- Heft 151/2015**
Kubetzek, T. Erosion an geotextilbewehrten Deichen bei langeinstauenden Hochwassern und Deichüberströmung
- Heft 152/2016**
Schneider, S. Funktionsanalyse und Wirkungsoptimierung einer Wasserdruckmaschine
- Heft 153/2017**
Dietsch, H. Entwicklung des Mekong in eine bedeutende internationale Schifffahrtsstraße
- Heft 154/2018**
Dahlem, J.-G. Zur gekoppelten morphologischen Simulation der Dynamik sandiger Küsten unter Strömungs- und Seegangseinfluss
- Heft 155/2018**
Berger, C. Rechenverluste und Auslegung (elektrifizierter) Schrägrechen anhand ethohydraulischer Studien

ISSN-Nr.: 1430-3434